

ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC

MÉMOIRE PRÉSENTÉ À
L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

COMME EXIGENCE PARTIELLE
À L'OBTENTION DE LA
MAÎTRISE EN GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
M. Ing.

PAR
BOUTIN, Philippe

EFFET DE LA CLASSIFICATION DES SOLS SUR LA DEMANDE SISMIQUE DES
PILES DE PONTS SOUS L'EFFET DES SÉISMES BI-DIRECTIONNELS

MONTREAL, LE 20 SEPTEMBRE 2013



Philippe Boutin, 2013



Cette licence [Creative Commons](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/) signifie qu'il est permis de diffuser, d'imprimer ou de sauvegarder sur un autre support une partie ou la totalité de cette œuvre à condition de mentionner l'auteur, que ces utilisations soient faites à des fins non commerciales et que le contenu de l'œuvre n'ait pas été modifié.

PRÉSENTATION DU JURY
CE RAPPORT DE MÉMOIRE A ÉTÉ ÉVALUÉ
PAR UN JURY COMPOSÉ DE :

M. Amar Khaled, ing., Ph. D., directeur de mémoire
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Daniel Perraton, B.Sc.A., M.Sc.A., Ph. D., président du jury
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Munzer Hassan ing., Ph. D., membre du jury
Cima+ S.E.N.C.

IL A FAIT L'OBJET D'UNE SOUTENANCE DEVANT JURY ET PUBLIC

LE 12 SEPTEMBRE 2013

À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

REMERCIEMENTS

D'abord, j'aimerais remercier M. Amar Khaled, directeur de maîtrise, à qui je dois sa patience, et ses bons conseils tout au long de ma recherche.

Je remercie fidèlement Mme Laurence Lemay du ministère des Transports du Québec qui m'a permis d'obtenir le recensement des structures du ministère des Transports du Québec de l'année 2010. Sans ces données, l'étude du modèle de référence aurait été beaucoup plus fastidieuse.

J'aimerais remercier le plus personnellement tous mes amis et collègues, de près et de loin qui ont su me supporter à travers cette longue épreuve.

Enfin, je voudrais remercier toutes les membres de ma famille qui ont su m'encourager, m'écouter et me conseiller tout au long de mes études supérieures.

À tous, merci.

EFFET DE LA CLASSIFICATION DES SOLS SUR LA DEMANDE SISMIQUE DES PILES DE PONTS SOUS L'EFFET DES SÉISMES BI-DIRECTIONNELS

BOUTIN, Philippe

RÉSUMÉ

Ce mémoire présente une étude analytique réalisée pour examiner l'effet de la catégorisation des sols et son impact sur la capacité de la règle des 30% à prédire adéquatement la demande sismique et à estimer le taux d'armature longitudinale dans les piles de ponts soumis à des séismes multidirectionnels. L'étude comprend une série d'analyses dynamiques spectrales et transitoires multiples sur un modèle de pont régulier, généré à partir de l'inventaire des ponts du MTQ, représentatif des ponts routiers communs du réseau routier québécois. Un ensemble de mouvements sismiques, composé de cinq (5) paires d'accélérogrammes historiques, caractérisant les mouvements sismiques anticipés dans les régions de l'Est du Canada (Montréal), ont été utilisés dans le cadre de cette étude.

Dans un premier temps, la demande sismique critique exacte, en termes de moments bi-axiaux à la base des piles, a été déterminée pour chaque classe de sol à l'aide d'une série d'analyses dynamiques transitoires multiples sous l'action simultanée des composantes horizontales des mouvements sismiques. Les spectres d'accélération des composantes horizontales des mouvements sismiques ont été ensuite utilisés dans le cadre d'analyses dynamiques spectrales pour déterminer séparément les demandes maximales selon les deux directions principales du modèle de pont. Les demandes critiques sous l'action simultanée des composantes horizontales des mouvements sismiques ont été estimées en combinant les demandes maximales obtenues dans les deux directions selon la règle des 30%. Dans la deuxième partie de l'étude, le taux d'armature longitudinale requis pour résister à la demande sismique bidirectionnelle découlant de l'analyse dynamique spectrale et de la règle de combinaison a été calculé pour les différentes classes de sol. Les taux d'armature obtenus ont été comparés à ceux obtenus par analyses dynamiques temporelles multiples.

La comparaison des moments bi-axiaux (M_x , M_y), calculés à la base des piles, ainsi que les taux d'armature longitudinale requise qui en découlent, montrent que la règle de combinaison des 30% telle que spécifiée actuellement par les codes parasismiques peut conduire à une prédiction erronée de la demande sismique bidirectionnelle et du taux d'armature requise dans le cas des piles de ponts. Les limites des erreurs obtenues sont jugées trop élevées. Les résultats obtenus indiquent aussi que la règle de combinaison dépend fortement des classes de sols, telles que définies dans le CNBC. Plus particulièrement, les résultats ont montré que l'erreur dans l'estimation de la demande sismique et du taux d'armature requise augmente de façon considérable lorsqu'on passe d'un sol de classe A (roc) à un sol de classe E (sol très mou). Ceci indique que la règle de combinaison pourrait être améliorée en tenant compte de la classification des sols.

Mots-clés : Pile de pont, séisme multidirectionnel, règle de combinaison, classification des sols, demande sismique, taux d'armature.

EFFECT OF SOIL CLASSIFICATION ON THE SEISMIC DEMAND ON BRIDGE PIERS UNDER BI-DIRECTIONAL GROUND MOTION EARTHQUAKES

BOUTIN, Philippe

ABSTRACT

A study has been conducted to examine the effect of the soil class on the ability of the 30% combination rule to adequately predict the seismic demand and its impact on the required longitudinal reinforcement in bridge piers subjected to bidirectional earthquake ground motions. The study consists in a series of linear spectral analyses and multiple time-history analyses on a regular bridge model, typical of those encountered the most in eastern canadian highways. The study was conducted for a moderate seismic hazard (Montreal, QC) using a set of five (5) pairs of recorded historical ground motion earthquakes.

In the first part of the study, the exact critical seismic demand, in terms of interacting moments (M_x , M_y) at the base of the bridge columns, was determined for each soil class by performing a series of multiple time-history analyses under pairs of orthogonal seismic ground motion time-histories. Response spectrum analyses were also carried out, using the acceleration spectra of the orthogonal ground motion components, to determine the maximum bi-axial response in each direction and the critical bi-axial response was estimated using the 30%-Rule. In the second part of the study, the column longitudinal steel ratio required from response spectrum analysis with the 30% combination rule was computed for each soil class and compared to the ratio determined from the results of multiple linear dynamic time history analysis of the bridge structures under bidirectional ground motions.

Comparison of the bi-axial moments (M_x , M_y), calculated at the base of the bridge columns, and the corresponding required longitudinal reinforcement ratios show that 30% combination rule as specified by the seismic codes do not adequately estimate the bidirectional seismic demand and the required reinforcement ratio. The error limits obtained were deemed too high. The results also show that the combination rule is highly dependent on the soil class. More specifically, the error in estimating the seismic demand and the required longitudinal reinforcement ratio increase significantly from a soil of class A (hard roc) to a soil of class E (very soft soil). These results indicate that the 30% combination rule can be much more improved by taking into account the classification of the soil.

Keywords : Bridge pier, multidirectional earthquake, combination rule, soil classification, seismic demand, reinforcement ratio.

TABLE DES MATIÈRES

	Page
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 Revue littéraire	6
1.1 Combinaison des efforts sismiques.....	6
1.1.1 Angle d'incidence critique et réponse maximale	6
1.1.2 Combinaison des composantes orthogonales du mouvement sismique	12
1.2 Effet des sols sur la demande sismique.....	17
1.2.1 Comportement des sols sous charges cycliques.....	17
1.2.2 Transformation de signaux	21
1.2.3 Réponse sismique d'une couche de sol	24
Conclusion	26
CHAPITRE 2 Sélection, transformation et calibration des mouvements sismiques	27
2.1 Séismicité du Canada.....	27
2.1.1 Historique de la sismologie de l'est canadien.....	30
2.1.2 Zones sismiques du Québec.....	33
2.2 Identification des séismes de références	37
2.3 Transformation des séismes de référence	43
2.3.1 Transformation en fonction du type de sol	44
2.3.2 Transformation selon les directions principales	48
2.3.3 Calibration des accélérogrammes	52
Conclusion	56
CHAPITRE 3 Élaboration du modèle de pont de référence	57
3.1 Historique des ponts au Québec.....	57
3.1.1 Caractéristiques de l'inventaire des structures MTQ 2010.....	59
3.1.2 Type de fondation	64
3.2 Identification des paramètres de conception du modèle	66
3.2.1 Paramètres complémentaires	66
3.2.2 Géométrie.....	68
3.2.3 Identification de l'analyse sismique.....	71
Conclusion	75
CHAPITRE 4 Analyses dynamiques spectrales multimodales et temporelles	76
4.1 Paramètres d'analyse	76
4.1.1 Paramètres d'analyse spectrale multimodale	77
4.1.2 Paramètres d'analyse dynamique transitoire linéaire	81
4.2 Évaluation des résultats.....	82
4.2.1 Interaction bidirectionnelle	82
4.2.2 Taux d'armature requis à la pile	84
Conclusion	86

CHAPITRE 5 Identification et comparaison des résultats d'analyses.....	88
5.1 Identification des demandes sismiques.....	88
5.2 Taux d'armature requis dans les piles.....	89
5.3 Comparaison des résultats.....	90
5.3.1 Comparaison de la demande sismique.....	91
5.3.2 Comparaison du taux d'armature requis.....	96
5.4 Analyse des résultats.....	98
CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS.....	99
ANNEXE I Spectres de réponse avant et après calibration.....	102
ANNEXE II Accélérogrammes avant et après calibration.....	117
ANNEXE III Estimation du poids du tablier et identification des propriétés de la pile.....	132
ANNEXE IV Résultats des analyses spectrales multimodales.....	135
ANNEXE V Résultats des analyses dynamiques linéaires.....	136
ANNEXE VI Identification des erreurs relatives et absolues.....	138
ANNEXE VII Résultats graphiques des analyses dynamiques linéaires et spectrales.....	140
LISTE DE RÉFÉRENCES.....	145

LISTE DES TABLEAUX

	Page
Tableau 2.1	Liste des évènements sismiques importants au Canada de 1600-200629
Tableau 2.2	Séismes historiques de l'est du Canada.....32
Tableau 2.3	Identification des séismes de référence37
Tableau 2.4	Caractéristiques du séisme du Saguenay 1988 des 11 stations39
Tableau 2.5	Catégorie d'emplacement du CNBC 200544
Tableau 2.6	Propriétés de transformation des séismes avec le logiciel <i>SHAKE</i> 200045
Tableau 2.7	Coefficients de corrélation et angles de direction principale des séismes de référence50
Tableau 3.1	Année des parachèvements des autoroutes au Québec.....58
Tableau 3.2	Répartition des ponts au Québec en 2010 selon le nombre de travées63
Tableau 3.3	Répartition des ponts de type 42 selon le nombre de travées64
Tableau 3.4	Répartition des types de fondation selon le type 4265
Tableau 3.5	Zones de rendement sismique.....73
Tableau 3.6	Critères d'identification d'analyse sismique des ponts à travées multiples74
Tableau 4.1	Valeur de F_a en fonction de la catégorie de site et de la valeur de $S_a(0.2)$78
Tableau 4.2	Valeur de F_v en fonction de la catégorie de site et de la valeur de $S_a(1.0)$78
Tableau 4.3	Coefficients F_a et F_v pour la ville de Montréal selon la catégorie de site.....79
Tableau 4.4	Spectres de calcul pour la ville de Montréal selon les cinq catégories de site80
Tableau 4.5	Coefficients de modification de réponse81
Tableau 4.6	Sommaire des paramètres pour l'évaluation du taux d'armature requis84
Tableau 5.1	Vecteurs maximaux des analyses spectrales multimodales selon la règle 30%.....88
Tableau 5.2	Vecteurs maximales des analyses dynamiques (séismes de référence).....89

Tableau 5.3	Taux d'armature requis des analyses multimodales selon la règle 30%	90
Tableau 5.4	Taux d'armature obtenus à l'aide des analyses dynamiques.....	90
Tableau 5.5	Erreur relative de la réponse sismique critique	93
Tableau 5.6	Erreur absolue, en %, de la réponse sismique critique	95
Tableau 5.7	Résultat de l'erreur relative du taux d'armature requis	96

LISTE DES FIGURES

	Page
Figure 1.1	Système à deux composantes horizontales arbitraires et une composante verticale d'un mouvement sismique.....7
Figure 1.2	Relation de la réponse critique sur la réponse SRSS selon γ et α et β9
Figure 1.3	Relation réponse critique sur réponse SRSS de l'intensité spectrale (γ).....10
Figure 1.4	Principe de la surface de rupture13
Figure 1.5	Illustration de la règle de combinaison des 30%16
Figure 1.6	Comparaison des vecteurs réponses maximales17
Figure 1.7	Variation du module de cisaillement et l'amortissement18
Figure 1.8	Relation G/G_{max} et de l'amortissement en fonction de la distorsion.....19
Figure 1.9	Phénomène de liquéfaction des sols20
Figure 1.10	Conséquence du phénomène de la liquéfaction.....21
Figure 1.11	Comparaison des signaux horizontaux du séisme de Val-des-Bois23
Figure 1.12	Modélisation d'un profil de sol sous la propagation d'un signal vertical.....24
Figure 2.1	Carte historique des tremblements de terre au Canada depuis 162727
Figure 2.2	Répartition du niveau du risque sismique au Canada.....28
Figure 2.3	Carte de l'aléa sismique relative du Canada en 2005.....29
Figure 2.4	Localisation des sept zones de sismicité de l'est canadien.....31
Figure 2.5	Historique des tremblements de terre de l'est canadien de 1663 à 2006.....32
Figure 2.6	Carte de l'historique de la sismicité de la région de l'ouest du Québec33
Figure 2.7	Carte de l'historique de la sismicité de la région Charlevoix-Kamouraska35
Figure 2.8	Carte de l'historique de la sismicité de la région du Bas-Saint-Laurent.....37
Figure 2.9	Épicentre du séisme du Saguenay 1988 et les 11 stations sismographiques38

Figure 2.10	Séismes de Nahanni.....	40
Figure 2.11	Épicentre du séisme de Val-des-Bois	41
Figure 2.12	Étendue des secousses et des dommages du séisme de Val-des-Bois	42
Figure 2.13	Dispersion des répliques du séisme de Val-des-Bois	43
Figure 2.14	Processus de transformation des signaux par le logiciel <i>SHAKE 2000</i>	46
Figure 2.15	Accélérogrammes de Nahanni - Transformation <i>SHAKE 2000</i>	47
Figure 2.16	Transformation des signaux sismiques selon leurs directions principales	48
Figure 2.17	Accélérogrammes de Nahanni - Transformation direction principale	51
Figure 2.18	Spectres de réponse Nahanni - calibré sur spectre de calcul Montréal.....	53
Figure 2.19	Accélérogrammes de Nahanni - Transformation calibration.....	55
Figure 3.1	Étendue du réseau routier du Québec en 1927	57
Figure 3.2	Identification des groupes de structure du MTQ	60
Figure 3.3	Répartition des ouvrages d'art au Québec en 2010	61
Figure 3.4	Répartition des ponts du groupe 40 au Québec en 2010	62
Figure 3.5	Portée des ponts en fonction des types de structures.....	67
Figure 3.6	Espacements des poutres NEBT 1600	67
Figure 3.7	Vue en élévation du pont de référence	68
Figure 3.8	Vue en plan du pont de référence	68
Figure 3.9	Coupe type du tablier du pont de référence	69
Figure 3.10	Élévation et profil de la pile du pont de référence.....	70
Figure 3.11	Schématisation des systèmes d'appuis du modèle de référence	70
Figure 3.12	Carte des isolignes des crêtes d'accélération horizontale du sol - 10% en 50 ans.....	72
Figure 4.1	Schématisation du modèle de référence selon SAP 2000.....	77
Figure 4.2	Critère de calcul pour la transformation du spectre du CNBC 2005.....	79

Figure 4.3	Comparaison des vecteurs réponses maximales	83
Figure 5.1	Comparaison de vecteurs réponses critiques - Séisme de Chicoutimi Nord	92
Figure 5.2	Distribution de l'erreur relative moyenne de la réponse sismique maximale	94
Figure 5.3	Variation de l'erreur relative moyenne en valeur absolue.....	95
Figure 5.4	Distribution de l'erreur relative moyenne du taux d'armature requis.....	97
Figure 5.5	Distribution de l'erreur absolue moyenne du taux d'armature requis	97

LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
AHM	Accélération horizontale maximale de site
A_s	Surface d'acier d'une barre d'armature (mm^2)
A_g	Constante d'accélération gravitationnelle
CAN/CSA-S6-06	Code canadien sur le calcul des ponts autoroutiers 2006
CCDG	Cahier des charges et devis généraux (MTQ)
C/C	Distance centre en centre d'un élément
CQC	Complete Quadratic Combination
CGC	Commission Géologique du Canada
CN	Ville de Chicoutimi Nord, Saguenay Lac Saint-Jean
CNBC	Code National du Bâtiment Canadien
D	Distance de l'épicentre (Km)
E_c	Module d'élasticité du béton (MPa)
E_s	Module d'élasticité de l'acier (MPa)
EBOUL	Ville de Les Éboulements, Saguenay Lac Saint-Jean
ELUT	État de limite d'utilisation
ELUL	État de limite ultime
F_y	Limite élastique d'un matériau (MPa)
G_{\max}	Module de cisaillement maximal
M_w	Magnitude de séismes
MCS	Manuel de conception des structures (MTQ)

MECPS	Manuel d'évaluation de la capacité portante des structures (MTQ)
MIS	Manuel d'inspection et d'inventaire des structures (MTQ)
MTQ	Ministère des transports du Québec
NEBT	New England Bulb-Tee
NH	Nahanni - Battlement Creek, site 3
PGA	Accélération maximale du sol (Peak ground acceleration)
PI	Indice de plasticité d'un sol (Plasticity index)
R	Réponse sismique
rncan	ministère des ressources naturelles du Canada
SA	Ville de Saint-André, Saguenay Lac Saint-Jean
SRSS	Square root of the sum of the squares
S_M	Spectre de calcul de Montréal
S_R	Spectre de réponse des séismes
T	Période des spectres (seconde)
Tome III - OA	Tome III - Ouvrages d'art (MTQ)
TH	Séisme historique (Time histories)
V_s	Vitesse moyenne des ondes de cisaillement (m/s)
β	Coefficient d'amortissement d'un système
γ	Poids volumique des matériaux (KN/m ³)
f'_c	Résistance en compression du béton (MPa)
ρ_r	Taux d'armature requis (%)

LISTE DES SYMBOLES ET UNITÉS DE MESURE

UNITÉS DE BASE

Longueur

m	mètre (unité de longueur)
mm	millimètre

Aire

m ²	mètre carré
mm ²	millimètre carré

Volume

m ³	mètre cube
----------------	------------

UNITÉS DE MASSE

Masse

kg	kilogramme
----	------------

Masse volumique

kg/m ³	kilogramme par mètre cube
-------------------	---------------------------

Poids volumique

KN/m ³	kilonewton par mètre cube
-------------------	---------------------------

UNITÉS MÉCANIQUES

Vitesse

m/s	mètre par seconde
-----	-------------------

Accélération

m/s ²	mètre par seconde carré
g	accélération gravitationnel

Angle plan

rad	radian
°	degré

UNITÉS DE TEMPS

h	heure
s	seconde

Force

N	newton
KN	kilonewton

Moment d'une force

N.m	newton-mètre
KN.m	kilonewton-mètre

Contrainte, pression

KPa	kilopascal (KN/m ²)
MPa	mégapascal (N/mm ²)

INTRODUCTION

Mise en contexte

Dans le contexte des changements climatiques, la société se demande souvent jusqu'où la nature peut pousser ses limites. Certes, plusieurs catastrophes imminentes et imprévisibles peuvent survenir à tout moment. Bien sûr, en temps de crise l'ensemble de la population espère que les infrastructures soient fiables et demeurent accessibles. De celles-ci, les ponts et les viaducs représentent des ouvrages essentiels lors d'évacuation ainsi qu'à l'acheminement des secours.

Les ingénieurs décryptent minutieusement pour ces mêmes raisons les résultats d'analyses à leur maximum afin de mieux interpréter le comportement des ponts sous l'effet de tremblement de terre. Ce type de catastrophes de moins en moins ignorées de la population est un phénomène qui occasionne souvent beaucoup de dommage aux infrastructures civiles. Il importe donc de se questionner sur les règles de calcul des différents éléments des ouvrages d'art afin d'assurer la sécurité des usagers. À cet égard, plusieurs exigences sont recommandées par les normes de conception afin de représenter au mieux le comportement complexe des structures sous l'effet des tremblements de terre.

Un des éléments essentiels à la conception parasismique des ponts est les piles. Elles représentent, en général, le système principal de reprise des charges sismiques. Les piles de ponts sont soumises à des efforts importants lors de séismes moyens ou majeurs. Les variables reliées à leur intensité sont nombreuses (rigidité, type de structure, redondance, matériaux, poids du tablier et leur géométrie).

Lors d'un séisme, les piles de ponts définissent une demande biaxial en fonction des variables énumérées précédemment. De plus, l'enveloppe de rupture des piles se définit selon les moments fléchissants et la charge axiale maximum générée lors du séisme (PCA, 1984). Ces trois composantes forment la surface de rupture propre à la pile.

Au Canada, la conception des piles de ponts suit deux méthodes d'analyse, soit l'analyse dynamique transitoire et l'analyse spectrale (CSA-S6-06, 2006). L'analyse dynamique temporelle représente l'étude la plus exacte du comportement des structures lors de séisme. Elle ne requiert aucune combinaison d'effort, car le mouvement sismique de chacune des directions principales s'applique simultanément à la structure. Concernant l'analyse spectrale, celle-ci estime raisonnablement le mouvement sismique des structures. Cette analyse nécessite toutefois, l'utilisation d'une règle de combinaison des efforts (30%-100%) pour chacune des composantes principales du pont. Elle estime selon le spectre et la règle de combinaison une enveloppe de rupture de la pile. De plus, l'effet biaxial de cette méthode d'analyse n'est pas simultané, l'enveloppe résultante de la pile est bâtie selon les combinaisons de chacune des composantes principales du pont.

Motivation de la recherche

Une question se pose, l'évaluation des efforts aux piles soumises à un séisme bidirectionnel selon la méthode d'analyse spectrale, considère-t-elle convenablement les différents types de sol ? La combinaison des efforts prescrits par cette méthode d'analyse définit-elle une surface de rupture réaliste en fonction des efforts réellement repris par les piles, et ce, pour chacun des types de sol ?

Dans les dernières années, plusieurs recherches se sont attardées à la validité des règles de combinaison des efforts concernant la méthode spectrale. Certaines de ces études et recherches avaient pour objectif d'identifier la marge d'erreur des nombreuses méthodes de combinaison d'effort relativement à la réponse maximale. Basés sur des cas pratiques très spécifiques (bâtiment symétrique à plusieurs étages et bâtiment asymétrique à plusieurs étages), les résultats obtenus suggèrent des méthodes d'analyse très fiables. Toutefois, la plus part de ces analyses n'étaient comparées que par les résultats spectraux maximaux, soit pour chacune des composantes indépendantes. En effet, très peu de recherche a évalué ou comparé la réponse spectrale avec l'action simultanée des analyses dynamiques temporelles. L'effet d'action biaxial simultanée à la pile est l'un des éléments essentiel dans l'estimation de la réponse maximale. De plus, de nombreux éléments sont à influencer la demande sismique

lors d'action biaxale simultanée au pile. Or très peu de recherche ont pu établir des liens spécifiques.

Une de ceux-ci a permis de démontrer que la combinaison des efforts selon la norme CSA S6-06 (30%-100%), admettait certaines incertitudes qu'en à l'exactitude de l'évaluation de la réponse sismique (Amar Khaled, 2010). M. Khaled (2010) a pu démontrer que la demande sismique des piles est conséquente des caractéristiques des tremblements de terre et de la géométrie des ponts (biais).

Objectif de la recherche

L'objectif principal de ce mémoire est d'évaluer l'effet de la classification des sols sur la demande sismique des piles de ponts sous les séismes bidirectionnels. Plus spécifiquement, le mémoire est divisé selon les objectifs suivants :

- effectuer la revue littéraire concernant les règles de combinaison des efforts sismiques et l'effet de la catégorisation des sols sur le signal sismique;
- identifier les caractéristiques des séismes de l'est du Canada et d'identifier les différentes caractéristiques des sols pour la transformation de signaux;
- effectuer la transformation des séismes de référence (selon les types de sol, leur direction principale et leur calibration);
- élaborer un modèle de pont de référence;
- estimer les demandes sismiques de la pile selon la méthode spectrale et selon la méthode dynamique transitoire pour chaque type de sol à l'étude;
- évaluer l'effet de la classification des sols sur la demande sismique des piles.

Méthodologie

La méthodologie employée pour atteindre les objectifs énumérés précédemment est la suivante :

- afin de mieux cerner la problématique relative à la règle de combinaison des efforts, une revue littéraire a été réalisée selon diverses recherches, études depuis les dernières années. De plus, la revue littéraire a pu identifier les principaux éléments menant l'influence des sites sur la demande sismique;
- dans le but d'identifier les caractéristiques des séismes de l'Est du Canada, une revue des principaux éléments (type de séisme, fréquence et amplitude, définition des zones et récurrence) a été étudiée afin de cibler les séismes de référence les plus adaptés à la recherche. De plus, l'identification des caractéristiques de chacun des types de sol à l'étude a été faite selon la classification des sols du CNBC 2005. Ces caractéristiques sont utiles à la transformation des signaux;
- la transformation des séismes a pu se faire à l'aide du logiciel SHAKE 2000 concernant la réponse sous l'influence des sols. La transformation des signaux selon leur direction principale. Enfin, la calibration des signaux sur les spectres de calcul à l'étude a été réalisée avec le logiciel Spectre;
- dans le but d'identifier un modèle de pont de référence typique au site de l'étude, la base de données de l'année 2010 du Ministère des Transports du Québec a été employée;
- la modélisation du pont de référence (avec le logiciel SAP2000) a permis l'évaluation de la demande sismique de la pile pour chacune des méthodes d'analyse et pour chacun des types de sol;
- afin d'évaluer l'effet de la classification des sols sur la demande sismique, le pourcentage d'erreur des efforts sismiques et du taux d'armature requis a été estimé et comparé à la règle de combinaison 30%.

Organisation du mémoire

L'organisation du mémoire est constituée de cinq chapitres bien distincts menant à l'atteinte de l'objectif principal ainsi que des différents sous-objectifs énumérés précédemment.

Le chapitre 1 traite de la revue littéraire de deux composantes majeures de la recherche soit la règle de combinaison des efforts sismiques et l'effet des sols sur la demande sismique.

Le chapitre 2 traite de la caractérisation des séismes de l'est du Canada et de leur transformation dans les directions principales et selon les différents types de sol. La calibration des séismes pour la région à l'étude est également couverte à l'intérieur de ce chapitre.

Le chapitre 3 présente les caractéristiques du modèle de pont à l'étude ainsi que sa modélisation aux fins d'analyse.

Les paramètres utiles aux analyses spectrales multimodales et aux analyses dynamiques linéaires sont présentés au chapitre 4.

Le chapitre 5 présente les résultats obtenus par les différentes analyses du chapitre 4. Ceux-ci sont traités en deux phases, d'une part en fonction de la demande sismique et d'autre part selon le taux d'armature requis dans la pile.

Enfin, une conclusion et des recommandations permettront d'évaluer l'objectif principal de la recherche et ainsi identifier d'autres pistes potentielles à des recherches futures.

CHAPITRE 1

Revue littéraire

Le présent chapitre a pour objectif de traiter de la revue littéraire de deux composantes majeures de la recherche soit la règle de combinaison des efforts sismiques et l'effet des sols sur la demande sismique.

1.1 Combinaison des efforts sismiques

La règle de combinaison des efforts dans la conception parasismique des structures comporte plusieurs aspects. Plusieurs règles de combinaison modale pour l'évaluation des forces sismiques ont été développées. De plus, certains travaux de recherche ont permis d'élaborer les règles et les exigences à suivre à l'intérieur des normes parasismiques.

Afin de mieux cerner l'étendue de la problématique, la présente recherche propose trois sujets principaux reliés à la règle de combinaison spatiale des 30% pour tenir compte de la simultanéité des composantes orthogonales des mouvements sismiques.

1.1.1 Angle d'incidence critique et réponse maximale

Lorsque l'on parle d'action simultanée de composantes sismiques sur les structures, celles-ci sont habituellement appliquées selon les axes principaux de référence de l'ouvrage. Toutefois, il est difficile de prévoir la véritable orientation du mouvement sismique qui sera appliqué à la structure en fonction des axes principaux (Lopez and Al, 1996). La possibilité d'une multitude de directions du signal sur une structure laisse croire également à l'augmentation de la réponse structurale d'un système (Lopez and Al, 1996). La Figure 1.1 illustre un système subissant deux composantes horizontales arbitraires et d'une composante verticale d'un mouvement sismique.

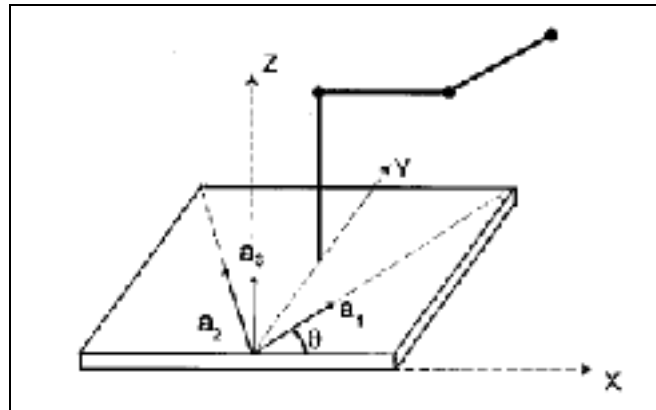


Figure 1.1 Système à deux composantes horizontales arbitraires et une composante verticale d'un mouvement sismique
Tirée de Lopez et Torres (1996, p. 882)

L'évaluation de l'angle critique associé à la réponse dynamique maximale a fait l'objet de plusieurs études. Lopez et Torres (1996) ont développé une méthode permettant d'évaluer l'angle incident critique et la réponse maximale reliée à cet angle. Les auteurs ont proposé des formules explicites pour trois cas précis :

- un système avec deux spectres de réponse différents appliqués dans les deux directions principales (similaire à un signal sismique réel);
- un système avec un spectre de calcul, mais d'intensité différente (rapport spectral) appliqué dans les deux directions principales;
- un système avec un spectre de calcul de même forme appliqué dans les deux directions principales.

Lopez et Torres (1996) ont également établi que l'évaluation de l'effort maximal et de l'angle incident critique dépendait principalement des paramètres de réponse considérés (Moment, cisaillement, torsion, etc.) et des deux spectres horizontaux. De plus, le spectre vertical et le rapport spectral (α) des composantes horizontales n'avaient aucun effet sur l'évaluation de l'angle incident critique et sur la réponse maximale d'un système.

Dans le cas spécifique où les deux spectres horizontaux de calcul sont identiques et sont appliqués dans les deux directions principales, la réponse maximale ne varie pas selon l'angle incident (Lopez et Torres, 1996). Puisque le spectre de calcul est identique dans les deux directions, ce cas particulier permet d'évaluer la limite maximale des réponses selon tous les angles incidents possibles. Selon Lopez et Torres (1996) cette méthode s'avère être très conservatrice lors du dimensionnement d'un système. De plus, dans le cas où les deux spectres de calcul n'ont pas la même intensité et sont appliqués dans les deux directions principales, la réponse maximale ne dépend pas du rapport spectral. Dans les deux cas, l'angle incident critique demeure le même malgré l'application de deux composantes sismiques horizontales.

La méthode proposée est basée sur une approche simple et la méthode CQC pour la combinaison des réponses modales et SRSS pour la combinaison des réponses maximales pour chacune des directions principales.

Lopez et *al.* (2000) ont étudié la réponse critique de structures sous l'influence de composante multidirectionnelle du mouvement sismique. L'évaluation de la réponse critique par les auteurs a été effectuée à l'aide d'une analyse spectrale d'un pseudo-spectre de calcul défini par le Shock and Vibration Handbook. L'objectif de leurs travaux était de : (a) développer une formule d'application en fonction de la réponse de chacune des composantes appliquée séparément selon les trois axes de la structure et d'en évaluer la corrélation (α), et (b) établir la limite supérieure de la réponse critique et identifier les différents paramètres qui influencent la réponse critique et la variation de la réponse selon l'angle incident. Lopez et *al.* (2000) ont établi que le rapport de la réponse critique sur la réponse SRSS était fonction de trois paramètres, soit : le rapport des intensités spectrales des deux composantes horizontales (γ) du mouvement sismique, le coefficient de corrélation des réponses des composantes horizontales (α), et le rapport des réponses dans les deux directions horizontales (β). Les auteurs concluent que le coefficient de corrélation des réponses des composantes horizontales (α) dépendait des caractéristiques structurales et que celui-ci se situait entre ± 1 .

En ce qui concerne le rapport de réponses (β) dans les deux directions horizontales, les auteurs ont pu montrer que le rapport de la réponse critique sur la réponse SRSS était maximal lorsque le rapport de réponse (β) s'estimait à 1.

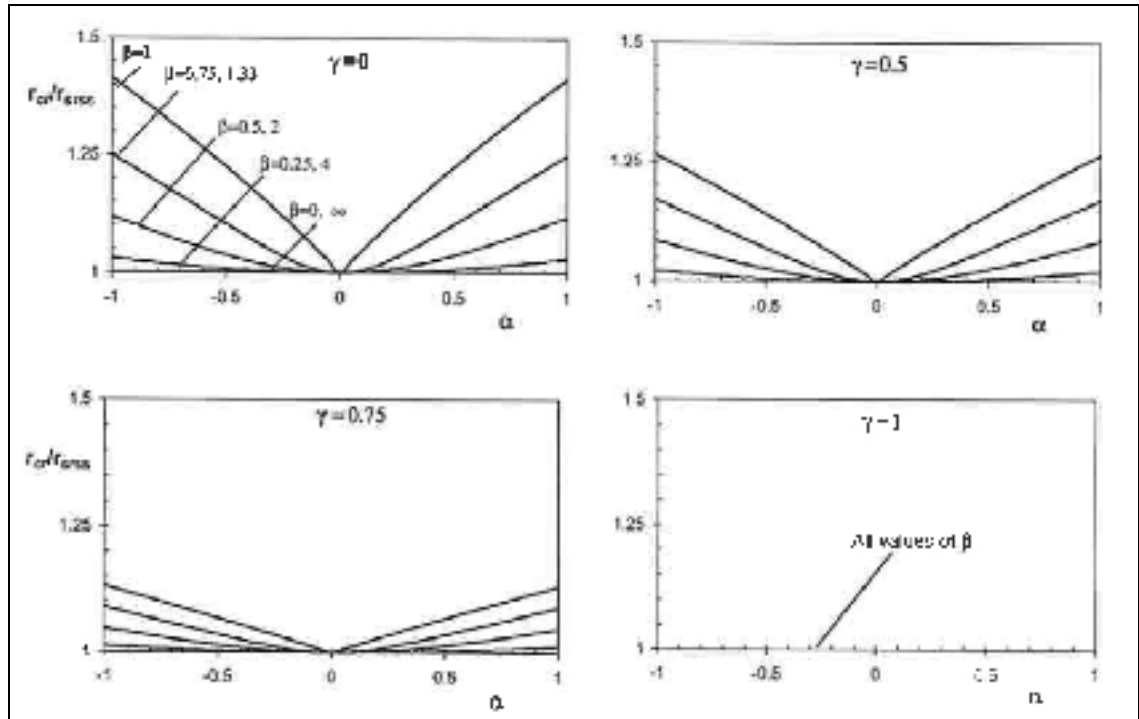


Figure 1.2 Relation de la réponse critique sur la réponse SRSS selon γ et α et β
Tirée de Lopez et al. (2000, p. 1764)

Lopez *et al.* (2000) ont montré que le rapport de la réponse critique sur la réponse SRSS était la plus élevée lorsque $\alpha = \pm 1$ et que $\beta = 1$. Les valeurs maximums de r_{cr}/r_{srss} , lorsque $\alpha = \pm 1$ et que $\beta = 1$ pour des valeurs spécifiques du coefficient d'intensité spectral (γ) [Figure 1.2], ont permis de déterminer les valeurs limites maximales utiles à la conception.

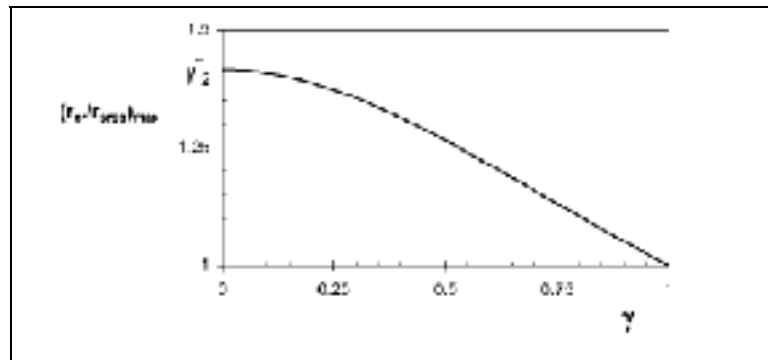


Figure 1.3 Relation réponse critique sur réponse SRSS de l'intensité spectrale (γ)
Tirée de Lopez et al (2000, p. 1765)

Par ailleurs, les auteurs ont établi grâce à cette interprétation de la limite maximale une équation représentant la relation [équation (1.1)] montrée à la Figure 1.3. Celle-ci s'applique à tous les types de structures et à tous les types de spectres.

$$r_{srs} \leq r_{cr} \leq r_{srs} \sqrt{\frac{2}{1+\gamma^2}}$$

(1.1)

Où r_{srs} , r_{cr} et γ représentent respectivement la réponse sismique selon la méthode SRSS, la réponse sismique critique et le coefficient d'intensité spectrale.

De plus, leur théorie s'avère satisfaisante pour les conditions de force axiale dans les colonnes pour un bâtiment symétrique où elle peut être estimée pour des déplacements latéraux pour un bâtiment asymétrique.

Lopez, Chopra et Hernandez (2001) ont évalué les différentes règles de combinaison des réponses maximales en fonction de la réponse critique maximale obtenue par analyse spectrale d'un pseudo-spectre de calcul défini par le Shock and Vibration Handbook. Pour ce faire, il ont d'abord réécrit l'ensemble des équations des règles de combinaison en fonction des mêmes paramètres que la réponse critique, soit en fonction des paramètres identifiés lors

de l'étude précédente (γ , β et α). Par la suite, ils ont établi pour chacune des règles de combinaison, les limites maximales et minimales de la réponse critique (éqs. 1.2 à 1.5).

Méthode S-SRSS

$$1 \leq \frac{r_e}{r_{cr}} \leq \sqrt{\frac{2}{1+\gamma^2}}$$

(1.2)

Règle des 30%

$$\begin{aligned} 0.919 = \frac{1.3}{\sqrt{2}} &\leq \frac{r_e}{r_{cr}} \leq \frac{\sqrt{1.3}}{\sqrt{1+\gamma^2}}, & 0 \leq \gamma \leq \sqrt{0.3} \\ 0.919 = \frac{1.3}{\sqrt{2}} &\leq \frac{r_e}{r_{cr}} \leq \sqrt{1 + \left(\frac{0.3}{\gamma}\right)^2}, & \sqrt{0.3} \leq \gamma \leq 1 \end{aligned}$$

(1.3)

Règle des 40%

$$\begin{aligned} 0.919 = \frac{1.4}{\sqrt{2}} &\leq \frac{r_e}{r_{cr}} \leq \frac{\sqrt{1.4}}{\sqrt{1+\gamma^2}}, & 0 \leq \gamma \leq \sqrt{0.4} \\ 0.919 = \frac{1.4}{\sqrt{2}} &\leq \frac{r_e}{r_{cr}} \leq \sqrt{1 + \left(\frac{0.4}{\gamma}\right)^2}, & \sqrt{0.4} \leq \gamma \leq 1 \end{aligned}$$

(1.4)

Méthode SRSS

$$\sqrt{\frac{1+\gamma^2}{2}} \leq \frac{r_e}{r_{cr}} \leq 1$$

(1.5)

L'étude analytique a permis de conclure que les limites établies pour chacune des combinaisons étaient valides pour les structures élastiques et pour n'importe quel spectre de calcul. Des valeurs réalistes et probables pour le rapport γ compris entre 0,5 et 0,85 permet d'obtenir des limites entre 1 et 1,265 pour la méthode S-SRSS, 0,79 et 1 pour la méthode SRSS, 0,92 et 1,16 pour la règle des 30% et 0,99 et 1,25 pour la règle des 40%. Les auteurs notent qu'aucune règle de combinaison ne tient compte de l'augmentation de la réponse critique lorsque la période de vibration entre deux modes se rapproche l'une de l'autre. La période de vibration des deux modes a pour effet de contribuer à la réponse critique. La règle des 40% surestime la réponse critique d'environ 18 %, et ce, pour un bâtiment symétrique ou asymétrique. De plus, les règles de combinaison semblent être moins précises dans l'estimation de la réponse, pour un bâtiment symétrique, lorsque les périodes se rapprochent l'une de l'autre. De plus, l'erreur générée par les règles de combinaison demeure minime lorsqu'on les compare à l'hypothèse associée au dimensionnement. Ces erreurs, concernant les règles de combinaison, peuvent être éliminées en utilisant directement la formule de la règle CQC3.

1.1.2 Combinaison des composantes orthogonales du mouvement sismique

Rosenblueth et Contreras (1977) ont montré que l'ensemble des combinaisons d'efforts probables dues à l'action simultanée des composantes orthogonales d'un mouvement sismique décrit un mouvement elliptique dans l'espace réponse. L'interaction des moments fléchissants bidirectionnels et de la charge axiale (P_n , M_{xn} , M_{yn}) définit les paramètres de la résistance d'une pile. Ces mêmes paramètres définissent également la forme de la surface de rupture de l'élément sous l'effet combiné d'un effort axial et de moments bi-axiaux. La Figure 1.4 illustre le principe de la combinaison des efforts bidirectionnels ainsi que le principe de la surface de rupture dans l'espace réponse.

Malgré la complexité du principe de la résistance à la flexion bidirectionnelle d'un élément en béton armé [Figure 1.4], des recherches importantes ont été faites afin de simplifier la formulation analytique du comportement des éléments sous des charges flexionnelles et

axiales simultanés. Ces recherches ont permis de développer et d'approximer raisonnablement la résistance à la flexion bi-axiale d'élément en béton armé. (PCA, 1984).

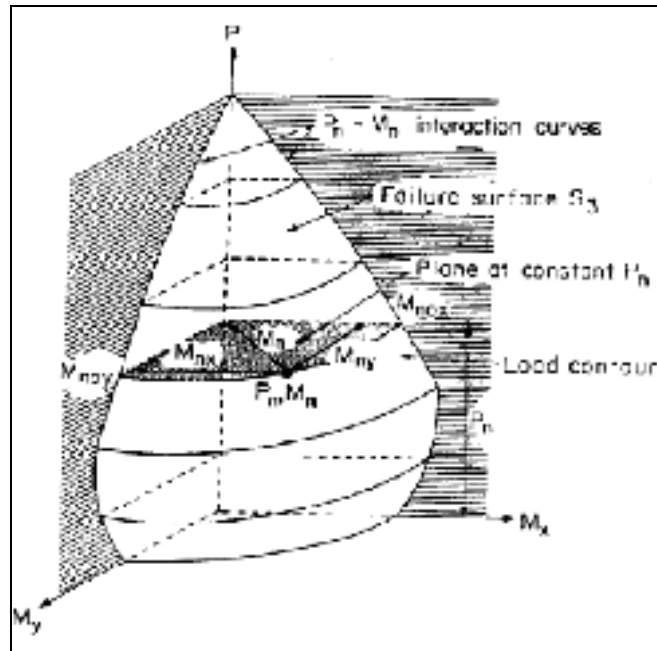


Figure 1.4 Principe de la surface de rupture
Tirée de PCA (1984)

Par ailleurs, dans le cas de la présente recherche, l'évaluation de la résistance combinée en flexion, pour les éléments de la pile, s'évalue selon l'interaction de la résistance propre à chacune des directions (uni-axiale) de l'élément tel que décrit par les équations suivantes :

a) $P_N \geq 0,1 f_c A_g$

$$P_{xy} = \frac{1}{P_x} + \frac{1}{P_y} - \frac{1}{P_s}$$

(1.6)

b) lorsque $P_N < 0,1 f_c A_g$

$$\frac{M_x}{M_{px}} + \frac{M_y}{M_{py}} < 1.0$$

(1.7)

L'équation (1.6), appelée méthode des charges réciproques, est utilisée lorsque la charge axiale (P_N) est au moins égale à 10 % de la résistance de la colonne ($f_c A_g$), alors que l'équation (1.7), appelée méthode des contours de charges, est utilisée lorsque la charge axiale (P_N) est inférieure à 10 % de la résistance de la colonne ($f_c A_g$). Dans les équations (1.6) et (1.7), f_c représente la résistance du béton spécifié à 28 jours et A_g l'aire brute de la section de béton de la colonne.

Pour ces éléments, les analyses lors de la conception doivent considérer l'effet bidirectionnel de ces efforts. Le moyen le plus efficace d'obtenir la demande sismique la plus défavorable est d'introduire le diagramme d'interaction de l'élément (surface de rupture) afin de pouvoir identifier et comparer les vecteurs le plus près de la surface de rupture.

Le principe consiste à comparer la réponse vectorielle maximale estimée à l'aide de la méthode dynamique spectrale et de la règle de combinaison des 30% avec la réponse vectorielle maximale exacte obtenue par une analyse dynamique transitoire. Le vecteur maximal de l'analyse transitoire est considéré comme étant le vecteur le plus probable à être atteint par l'élément lors d'un séisme. La Figure 1.6 montre le principe de la comparaison des vecteurs. Celui-ci est déterminé à partir de la réponse vectorielle se rapprochant le plus près de la surface de rupture.

La norme CSA-S6-06 (2006) spécifie l'utilisation de la règle des 30% pour la combinaison des composantes orthogonales du mouvement sismique. Les exigences de combinaison des effets sismiques consistent à déterminer la réponse combinée (moment, cisaillement, torsion,

etc.) en considérant, pour un même spectre, les deux directions principales de la structure séparément. Cette méthode de combinaison d'efforts a pour objectif de considérer l'effet bidirectionnel du mouvement sismique appliqué aux piles et aux colonnes des ponts (Khaled et al., 2007). (1.8 donne les huit vecteurs résultants (R) de la combinaison des composantes orthogonales sismiques R1 et R2 selon la règle de 30%.

$R = R_1 + 0.3 R_2$	$R = R_1 - 0.3 R_2$	$R = -R_1 + 0.3 R_2$	$R = -R_1 - 0.3 R_2$
$R = 0.3 R_1 + R_2$	$R = 0.3 R_1 - R_2$	$R = -0.3 R_1 + R_2$	$R = -0.3 R_1 - R_2$

(1.8)

La règle de combinaison des 30% est une méthode simplifiée permettant d'estimer la réponse elliptique dans l'espace d'un élément soumis à un mouvement sismique bidirectionnel (Khaled et al., 2007).

La Figure 1.5 montre le principe de l'évaluation des efforts considérés (M_{xn} et M_{yn}) dans la colonne avec le spectre de conception appliqué selon l'axe principal « X » [Figure 1.5 a)] puis selon l'axe principal « Y » [Figure 1.5 b)] du pont. Par la suite, la résultante de cette combinaison d'efforts permet d'identifier le vecteur résultant R [Figure 1.5 c)]. On prend note que la Figure 1.5 permet d'obtenir deux vecteurs résultants positifs dans le premier quadrant. Les autres vecteurs sont obtenus par symétrie selon les axes principaux. Le vecteur R optimal, entre les deux vecteurs résultants, est celui où la combinaison est le plus près de la surface de rupture.

La Figure 1.6 montre le principe de comparaison des vecteurs réponses maximaux selon la règle de combinaison des 30% et l'analyse dynamique transitoire. Cette comparaison vectorielle permet d'évaluer la fiabilité de la règle des 30% à estimer la réponse exacte de la pile.

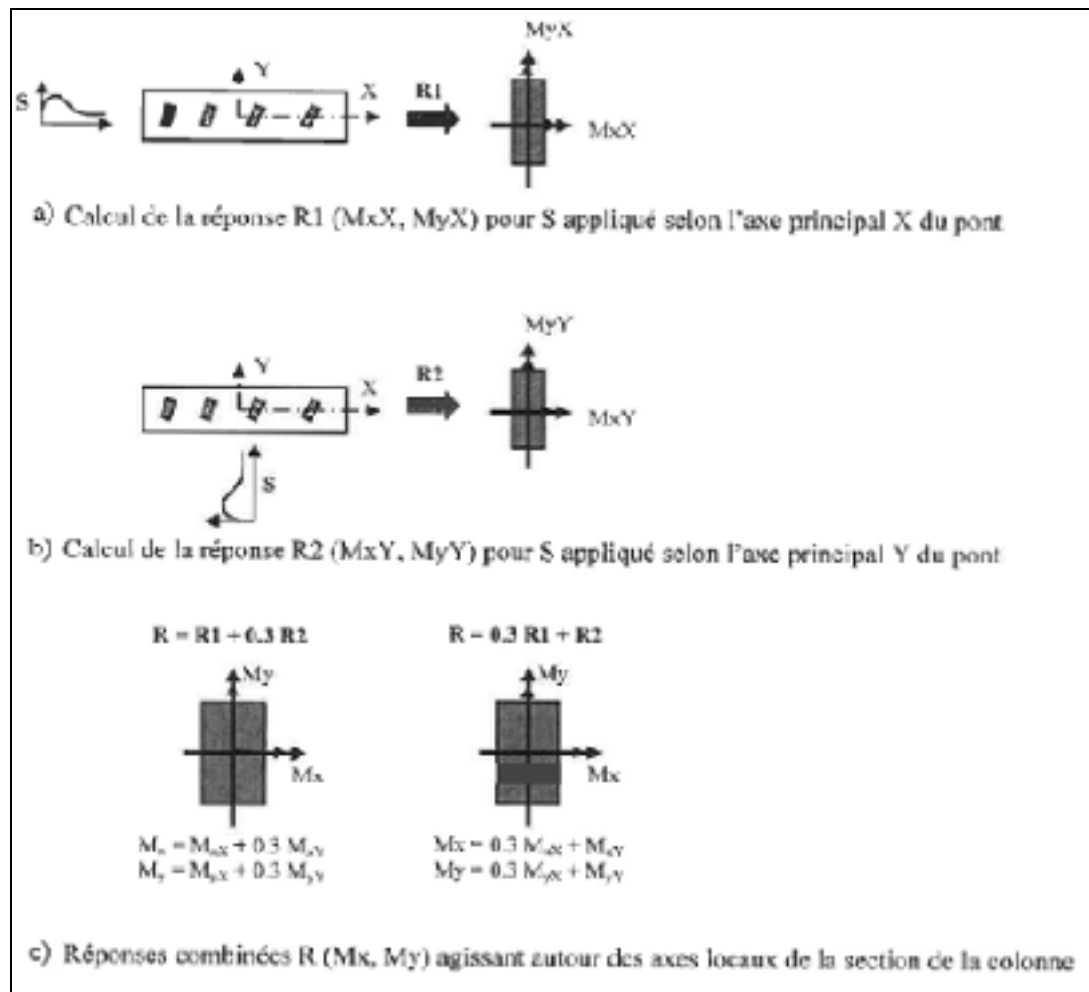


Figure 1.5 Illustration de la règle de combinaison des 30%
Tirée de Khaled et al. (2007, p.4)

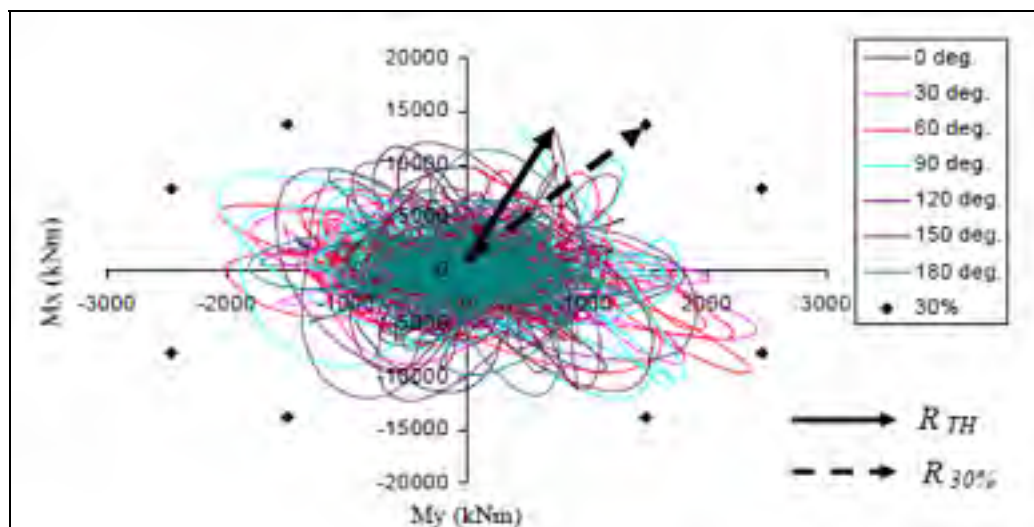


Figure 1.6 Comparaison des vecteurs réponses maximales
Tirée de Khaled (2010, p. 79)

1.2 Effet des sols sur la demande sismique

Lorsque l'on observe le comportement des sols en fonction de la demande sismique, plusieurs spécialistes interprètent que seule l'interaction « sol-structure » est l'élément essentiel pouvant mener à la variation de la demande sismique. Toutefois, l'influence des sols sur les ondes sismiques sur une base beaucoup plus primitive est primordiale à la compréhension et à l'interprétation des résultats d'analyse. Cet élément est la transformation des signaux selon l'hétérogénéité des sols qu'un signal libre peut rencontrer lors de secousses sismiques.

La réponse sismique d'un sol n'est pas quelque chose de simple. L'hétérogénéité des sols (autant horizontalement qu'en profondeur) ainsi que leur comportement non-linéaire sous les chargements cycliques amènent à la création de modèle mathématique simplifié et plus accessible pour les ingénieurs (Pecker, 1984).

1.2.1 Comportement des sols sous charges cycliques

Le comportement d'une structure sous un chargement cyclique, l'état des charges et des déplacements en fonction du temps (période), est généralement connu. La masse, la rigidité,

l'accélération, l'amortissement et le temps font partie des paramètres qui dictent le comportement des structures. Toutefois, lorsque l'on observe le comportement des sols sous les charges cycliques, il en est fort différent. Selon Pecker (1984), le temps ne s'avère pas un facteur important qui affecte le comportement des sols.

Sous chargement cyclique, on trace le comportement du sol selon la contrainte de cisaillement (τ) en fonction de la distorsion (γ). De celle-ci, on remarque le comportement de la distorsion du sol selon le module de cisaillement (G) en plus de pouvoir observer l'amortissement en fonction de la distorsion. La Figure 1.7 représente la variation du module de cisaillement et de l'amortissement en fonction de la distorsion.

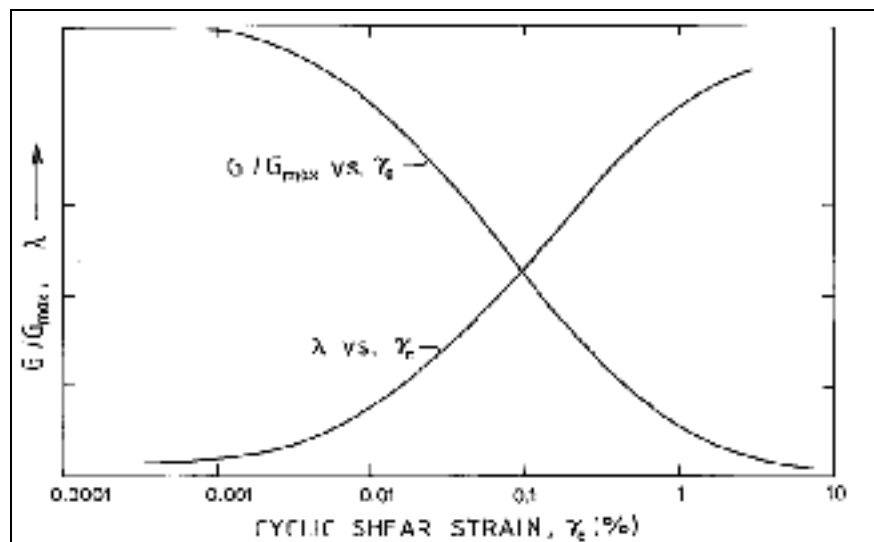


Figure 1.7 Variation du module de cisaillement et l'amortissement
Tirée de Vucetic et Dobry (1991, p. 90)

La Figure 1.7 montre que plus le sol subit de grands déplacements (selon la distorsion d'un sol) moins le module de cisaillement est élevée. Toutefois, en ce qui concerne l'amortissement, celui-ci augment avec l'augmentation de la distorsion d'un type de sol.

Vucetic et Dobry (1991) ont établi une relation de dégradation du comportement d'une argile en fonction de l'indice de plasticité. Les auteurs concluent que plus l'indice de plasticité et

l'indice de vide d'une argile sont élevés, plus le rapport G/G_{max} augmente tandis que l'amortissement diminue. Cette conclusion est valable pour les argiles normalement consolidées et surconsolidées. La Figure 1.8 illustre la relation entre le rapport des modules de cisaillement et l'amortissement en fonction de la distorsion des sols.

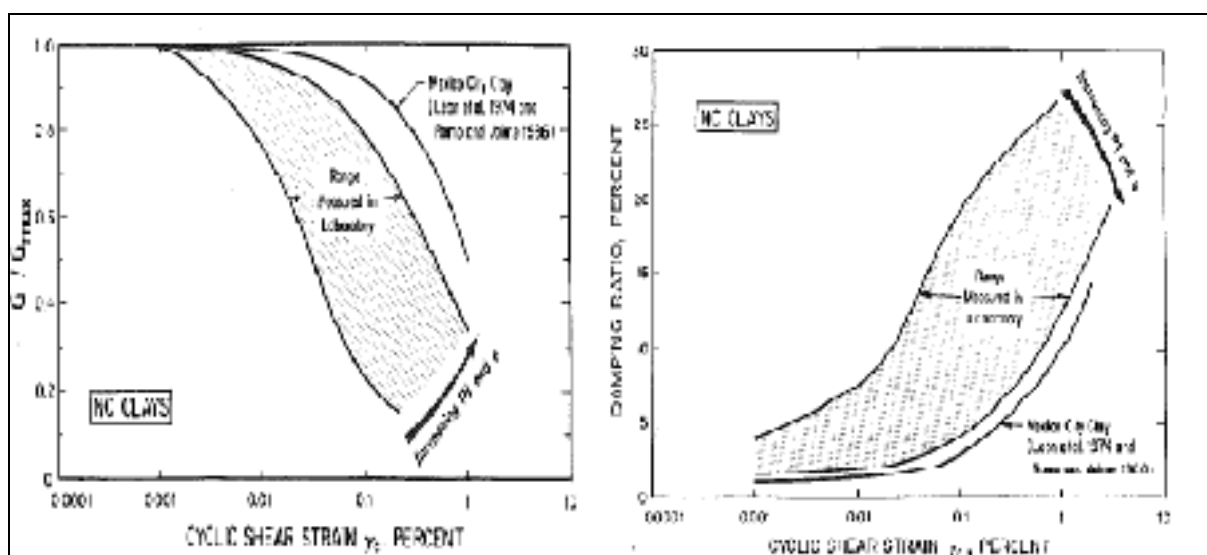


Figure 1.8 Relation G/G_{max} et de l'amortissement en fonction de la distorsion
Tirée de Vucetic et Dobry (1991, p. 93)

Les sols subissent donc d'importants déplacements et déformations lors d'un séisme. Des modèles illustrant le comportement des sols ont été développés dans les dernières années afin de mieux comprendre l'influence sur la demande sismique (Pecker, 1984). De façon générale, une seule direction est analysée afin de simplifier les analyses et l'interprétation des résultats. De plus, les modèles de comportement linéaire semblent être efficaces lors d'analyses où les déformations sont peu élevées. Toutefois, il existe également d'autres modèles beaucoup plus précis pour représenter le comportement plastique (non-linéaire) des matériaux (Pecker, 1984).

Le chargement cyclique dû aux séismes peut entraîner la liquéfaction des sols. La liquéfaction des sols lors de secousses sismiques est le résultat d'une variation trop rapide de la pression interstitielle dans un sol ayant l'incapacité de se drainer (fr.scribd.com, 2013). La

variation de volume quasi inexistant du sol a pour effet d'augmenter la pression de l'aquifère au fil des cycles du mouvement sismique. Après un certain temps, l'accumulation et l'augmentation de la pression interstitielle affectent la résistance en cisaillement du sol (τ) jusqu'à ce que celle-ci soit égale à la pression totale du sol. À ce stade, la contrainte effective (pression totale sur la pression interstitielle) s'annule puisque la pression interstitielle est supérieure à la contrainte totale. Le comportement du sol se compare à celui d'un liquide ne pouvant résister à la contrainte de cisaillement des mouvements sismiques verticaux et horizontaux. La Figure 1.9 montre le principe simplifié du phénomène de la liquéfaction des sols sous chargement cyclique.

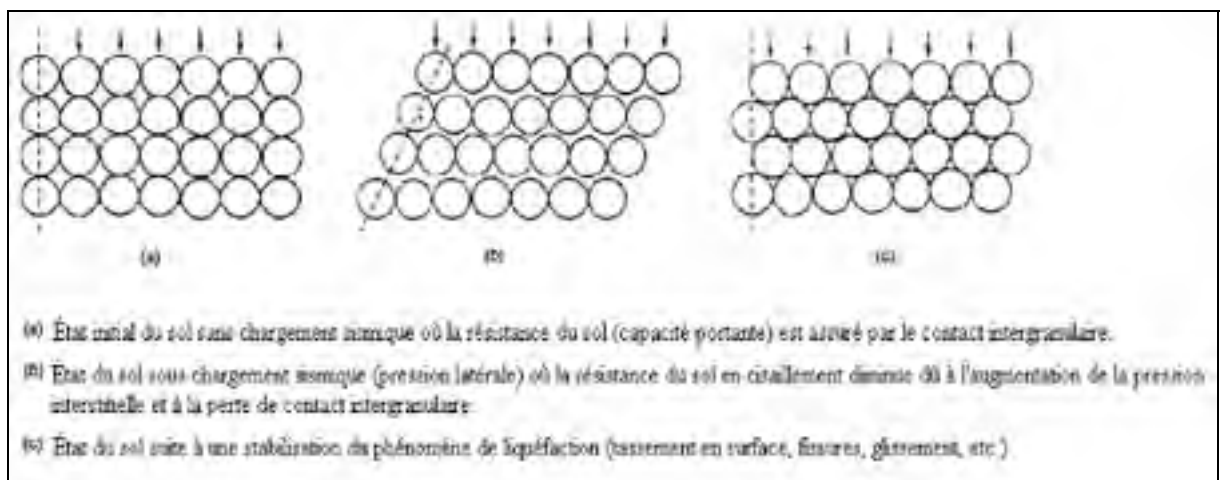


Figure 1.9 Phénomène de liquéfaction des sols
Adaptée de fr.scribd.com (2013)

Les experts s'entendent pour évaluer les paramètres à risque liés au phénomène de liquéfaction des sols. Les sols qui sont les plus susceptibles à ce phénomène sont les sols pulvérulents (sable, gravier) qui ont une densité peu élevée et sont souvent saturés en eau. Outre les types de sol, les paramètres contribuant à l'identification des sols liquéfiables sont l'origine géologique du site, la teneur en particules fines, l'indice de plasticité, le degré de saturation du sol, la hauteur des différents types de matériau et la résistance à la pénétration (fr.scribd.com, 2013).

Le phénomène de liquéfaction peut engendrer plusieurs problèmes sur les ouvrages tels que la perte de la capacité portante des fondations, les glissements de terrain, l'apparition de fissures à la surface, le développement de forces de poussée et de soulèvement et le tassement du sol. La Figure 1.10 a) montre le phénomène de renversement dû à l'augmentation de la poussée des sols liquéfiés lors du séisme de Kôbé (Japon) en 1995. Tandis que la Figure 1.10 b) illustre le phénomène de la perte de capacité portante du sol sous un bâtiment de cinq étages suite au séisme de Niigata (Japon) en 1964.

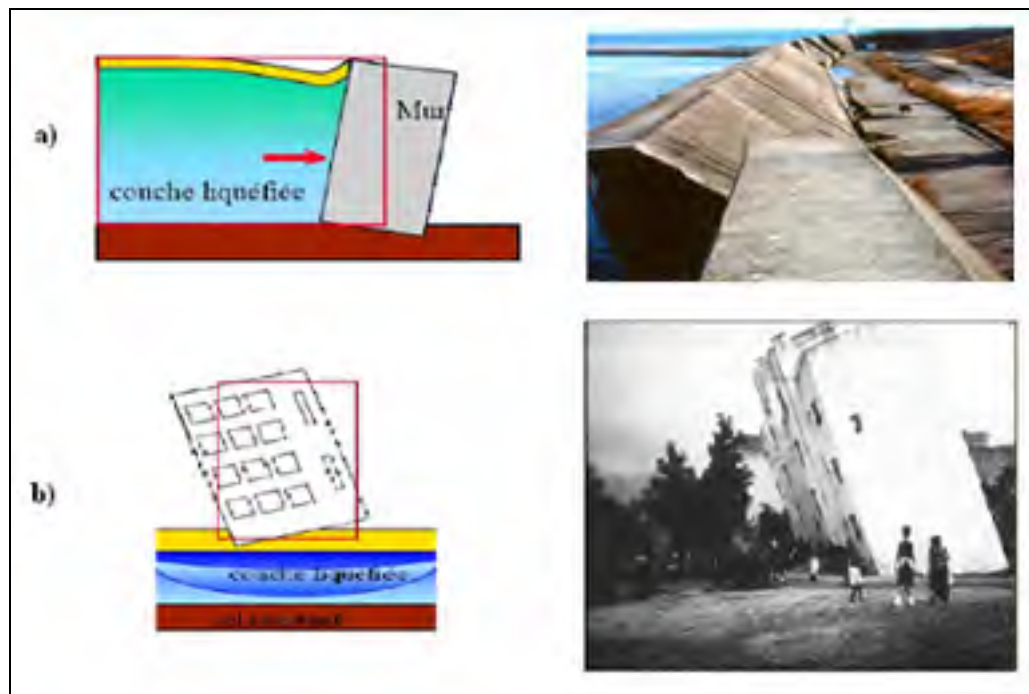


Figure 1.10 Conséquence du phénomène de la liquéfaction
Adaptée de fr.scribd.com (2013)

1.2.2 Transformation de signaux

Une caractéristique importante du comportement des sols lors de secousses sismiques est la modification et la transformation des signaux. Cette transformation est généralement observée par l'amplification ou l'amortissement des amplitudes des secousses sismiques en fonction des caractéristiques des sols.

Les caractéristiques du sol en place peuvent faire varier l'intensité du signal sismique ainsi que ses périodes fondamentales de vibration (Seed, Ugas et Lysmer, 1976). On évalue généralement la transformation des sols, selon leur hétérogénéité, en calculant l'énergie résultante (à une station donnée) et en la comparant à une énergie de référence (enregistrement du mouvement sismique sur le roc). La différence résulte d'une amplification ou d'un amortissement des signaux. On peut également cibler des cycles, sur une plage donnée, de la réponse sismique et évaluer la perte ou l'augmentation d'énergie. Toutefois, la complexité du comportement réel et de l'hétérogénéité des sols suggère une simplification des modèles par les chercheurs dans le domaine. Le phénomène d'amplification est souvent observé lorsqu'un signal traverse un sol moins dense.

Une étude sur la caractérisation des sols à proximité d'Ottawa (Val-des-Bois) en 2011 et ayant pour objectif de mesurer le comportement des sols dû à une couche d'argile où le comportement de l'amortissement et l'amplification au pourtour de la région de l'Outaouais n'était pas bien comprise. Les chercheurs ont observé que l'amplification lors de séismes antérieurs se produisait sur le site, mais ne pouvaient quantifier les caractéristiques (profondeur, type de sols, etc.) à laquelle se produisait le phénomène (Heather Crow, J.A.Hunter, D.Motazedian, 2011). La Figure 1.11 montre pour le séisme de Val-des-Bois (M3.0) les enregistrements effectués à deux stations situées à 1,6 km l'une de l'autre. Les chercheurs désiraient connaître les aspects qui influencent l'amplification de la réponse du sol afin de pouvoir les valider avec les exigences du CNBC (2005).

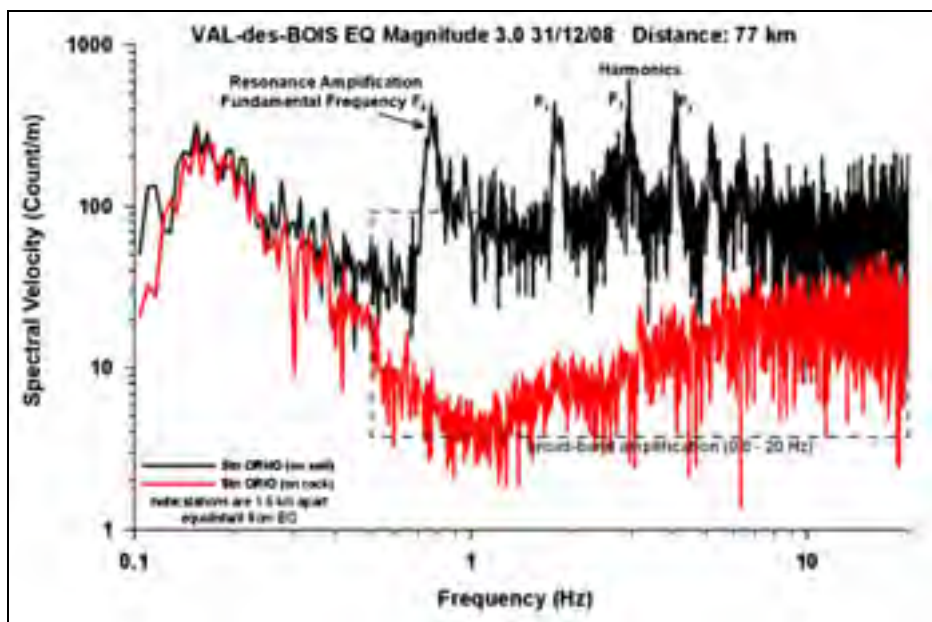


Figure 1.11 Comparaison des signaux horizontaux du séisme de Val-des-Bois
Tirée de Crow, Hunter et Motazedian (2011, p. 1670)

Les résultats de cette étude ont montré qu'à une profondeur de 20 mètres sous la surface, une couche composée de silt et d'argile influençait légèrement l'amortissement de la fréquence du signal pour des fréquences supérieures à 70 Hz. Dans ce secteur, l'amortissement pouvait s'élever jusqu'à 0,6%. Pour le reste, les sols situés entre 10 et 50 m, l'homogénéité du sol a permis d'observer que l'amortissement demeurerait stable (0,30%) pour des fréquences comprises entre 170 et 200 Hz.

On observe parfois le phénomène d'amplification des accélérations spectrales non seulement sur des couches de sols de faible portance, mais aussi sur différents socles rocheux (Aki, 1988). Étant un phénomène un peu plus particulier et peu fréquent, ceux-ci peuvent amplifier et modifier les secousses lorsque les fréquences sont comprises entre 4 et 5 Hz (Galy, 2009). De plus, il importe de mentionner que l'amplification du signal provoqué par les socles rocheux dépasse rarement une résonance supérieure à 2.

1.2.3 Réponse sismique d'une couche de sol

Lors d'un séisme, les ondes ont tendance à se propager dans plusieurs directions, mais également vers la surface. À ce niveau, elles sont généralement captées par les sismographes qui résultent de la transformation qu'a dû subir le signal. La réponse d'un signal sismique d'une couche de sol s'associe aux caractéristiques du sol mesuré par rapport à la source de l'accélérogramme au niveau du roc (Pecker, 1984). La propagation des ondes dans une couche de sol est un phénomène complexe étant donnée la variabilité des propriétés du sol. Ce phénomène peut cependant être simplifié en adoptant l'approche de propagation des ondes. Cette simplification suppose que l'onde traverse une couche de sol ayant des propriétés homogènes sur l'épaisseur de la couche étudiée (Pecker, 1984).

La Figure 1.12 représente un exemple de profil de sol modélisé lors d'étude de la propagation d'un signal sismique. À l'aide de forage de référence ou une composition de sol théorique, la composition de chacune des couches ainsi que leurs caractéristiques, masse volumique (ρ), coefficient d'amortissement (β) et vitesse de cisaillement (V_s), sont sélectionnées et analysées.

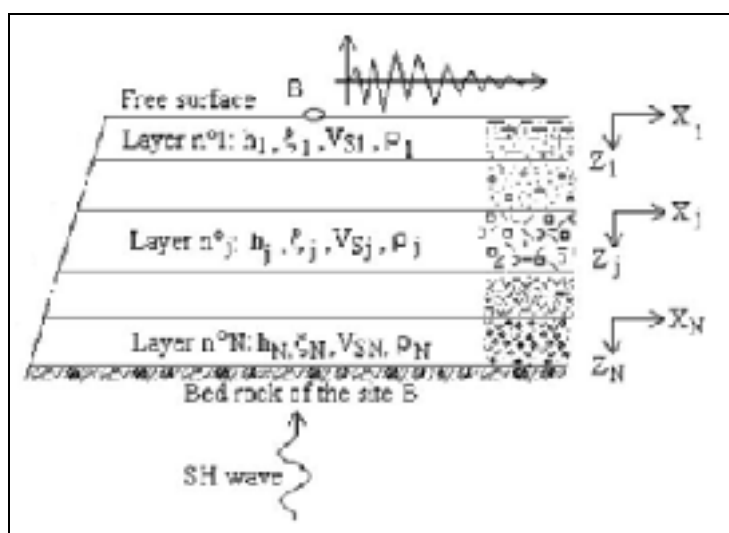


Figure 1.12 Modélisation d'un profil de sol sous la propagation d'un signal vertical
Tirée de Z. Harichane, H. Afra et S.M. Elachachi (2005, p. 433)

Les grandes différences observées de ces modèles théoriques sont les variations des caractéristiques que peut subir et rencontrer le signal à l'intérieur même d'une couche de sol. Le comportement non-linéaire affecte en grande partie l'état réel du comportement d'une couche de sol. À ce jour, ces phénomènes demeurent encore très difficiles à analyser, et ce, malgré les connaissances actuelles dans le domaine (Pecker, 1984). De plus, outre l'effet des propriétés spécifiques au sol, d'autres conditions peuvent influencer la réponse d'une couche de sol, soit la géologie et la topographie (Galy, 2009).

Des études portant sur le comportement de la propagation d'un signal ont montré que l'accélération était maximale sur le socle rocheux tandis que la vitesse et le déplacement spectral étaient maximaux sur des sols mous de plus faible portance (Galy, 2009).

Conclusion

Cette section du mémoire a permis d'effectuer une revue littéraire concernant les deux thèmes principaux de la recherche, soit la règle de combinaison des efforts sismiques ainsi que la caractérisation de l'effet des sols sur la demande sismique des sols.

En tout, plusieurs chercheurs ont permis l'avancement dans l'identification des règles de combinaisons des efforts, Lopez et *al.* (2000) ont pu suggérer l'utilisation de formules simples et accessibles concernant l'identification de l'effort maximal en fonction de l'angle incident. De plus, ceux-ci ont pu établir des équations permettant d'évaluer les limites supérieures et inférieures (selon différentes méthodes établies, CQC, SSRS, 30% et 40%) en fonction de la réponse critique et estimée. De nos jours, ces méthodes sont préconisées par leur utilisation dans différents codes internationaux.

Toutefois, aucune de ces méthodes ne tient compte de la simultanéité des efforts appliqués à un élément.

Il a été identifié les caractéristiques et principe de l'effet des sols sur la réponse sismique. Bien qu'étant des analyses fortes complexes, la simplification de la modélisation des sites par couche homogène (champs libres), demeure une approximation acceptable de la réponse du sol sous excitation sismique. Toutefois, la non-linéarité et la variabilité des nombreuses caractéristiques des sols peuvent être considérées afin d'optimiser les résultats.

CHAPITRE 2

Sélection, transformation et calibration des mouvements sismiques

Ce chapitre élabore les caractéristiques des séismes de l'est du Canada. Il identifie également les séismes de références ainsi que les paramètres utiles à la transformation des accélérogramme selon le type de sol et leur direction principale. De plus, la calibration des séismes est discutée.

2.1 Séismicité du Canada

Le Canada comporte plusieurs zones où l'activité sismique est considérée comme moyenne à importante. La Figure 2.1 illustre l'historique des tremblements de terres depuis les années 1627 pour l'ensemble du territoire canadien. On note que le Canada comporte principalement trois grandes zones d'activités sismiques : l'ouest, l'est et le nord du Canada (rncan, 2010).



Figure 2.1 Carte historique des tremblements de terre au Canada depuis 1627
Tirée de rncan (2010)

La commission géologique du Canada (CGC) a publié en 1987 un article qui décrivait les caractéristiques de l'activité sismique et tectonique du sud-est du Canada. Ceux-ci ont pu décrire chacune des zones sismiques de ce secteur permettant ainsi de mieux comprendre le comportement des activités sismiques de la région. La Figure 2.2 illustre la répartition du niveau du risque sismique selon les différents secteurs au Canada (Adams, 1987). Celle-ci montre également que le risque sismique de l'est canadien représente plus de 50 % de la majorité du pays.

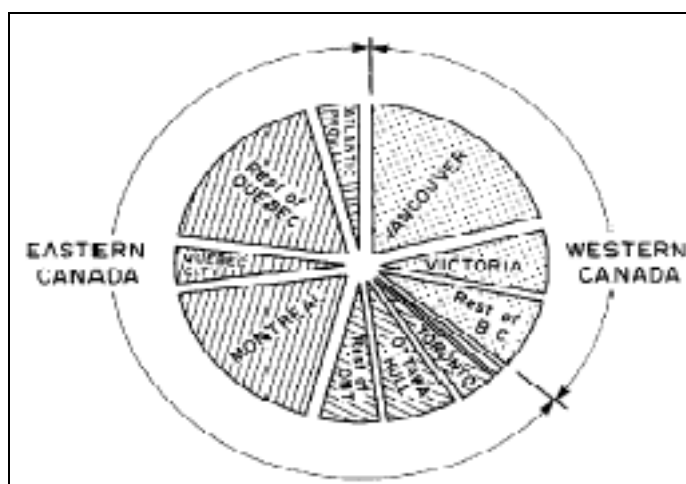


Figure 2.2 Répartition du niveau du risque sismique au Canada
Tirée de Adams (1987, p.52)

Lamontagne et *al.* (2008) ont pu répertorier une liste d'évènements historiques importants au Canada pour la période de 1600 à 2006. Le Tableau 2.1 représente le nombre d'évènements sismiques majeurs selon l'intervalle de magnitude pour la période de 1600 à 2006.

Tableau 2.1 Liste des événements sismiques importants au Canada de 1600-2006
Tiré de Lamontagne et *al.* (2008, p. 222)

TABLE 2 Number of events in the Significant Canadian Earthquake List per magnitude range	
Magnitude range	Number of events
$M < 5.0$	6
$5.0 \leq M < 6.0$	35
$6.0 \leq M < 7.0$	98
$7.0 \leq M < 8.0$	17
$M \geq 8.0$	4

Le Canada évalue maintenant, par l'entremise de la CGC, l'aléa sismique de chacune des localités du pays. L'aléa sismique définit le risque de mouvement du sol (accélération spectrale) à une région spécifique selon une probabilité de récurrence donnée (rncan, 2010). Le risque sismique est donc le produit de l'aléa sismique et de la vulnérabilité des sites ainsi que la densité de la population (Koboevic, 2009). Des cartes [Figure 2.3] représentant différentes probabilités des récurrences de l'aléa sismique ont été élaborées par la CGC pour le Code national du bâtiment du Canada (CNBC) afin de définir les accélérations du sol à considérer lors de la conception parasismique des bâtiments (rncan, 2010).

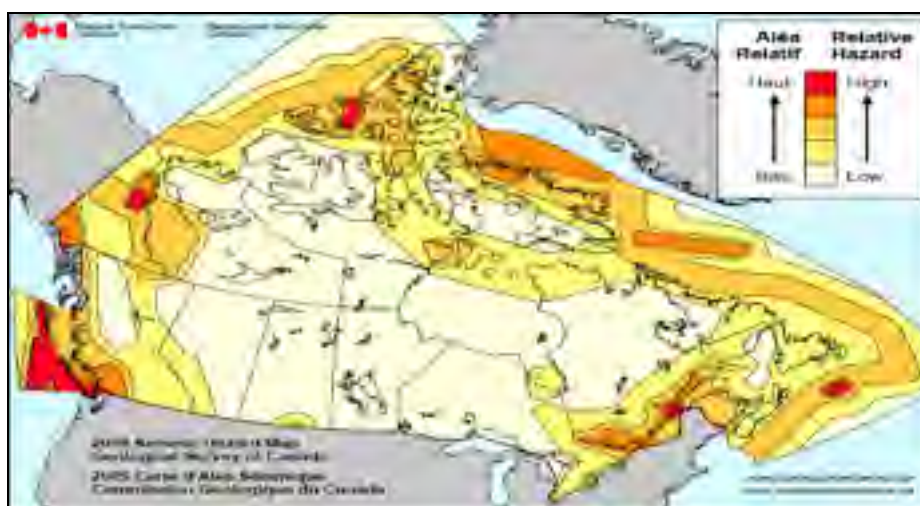


Figure 2.3 Carte de l'aléa sismique relative du Canada en 2005
Tirée de rncan (2010)

2.1.1 Historique de la sismologie de l'est canadien

L'est du Canada est une région où l'intensité des séismes s'avère relativement faible (rncan, 2010). En effet, la région de l'est canadien est située dans une région continentale stable de la plaque tectonique de l'Amérique du nord, ce qui engendre une activité sismique peu élevée (rncan, 2010).

Plus de 450 séismes sont enregistrés annuellement dans cette zone du Canada (rncan, 2010). En moyenne, seuls quatre enregistrements ont une magnitude supérieure à 4, chaque année, tandis que trois enregistrements, dans un cycle de dix ans, sont au-dessus d'une magnitude de 5. L'est du Canada ressent donc une multitude de séismes à de magnitude relativement faible comprise entre 2,5 et 4 (rncan, 2010).

La région sismique de l'est canadien se subdivise en sept zones, soit : l'ouest du Québec, la région de Charlevoix-Kamouraska, le Bas-Saint-Laurent, le nord des Appalaches, le nord-est de l'Ontario, le sud des Grands Lacs, le talus de laurentien et finalement la région de l'Atlantique des maritimes (rncan, 2010). La Figure 2.4 illustre les sept zones d'activité sismique de l'est du Canada.

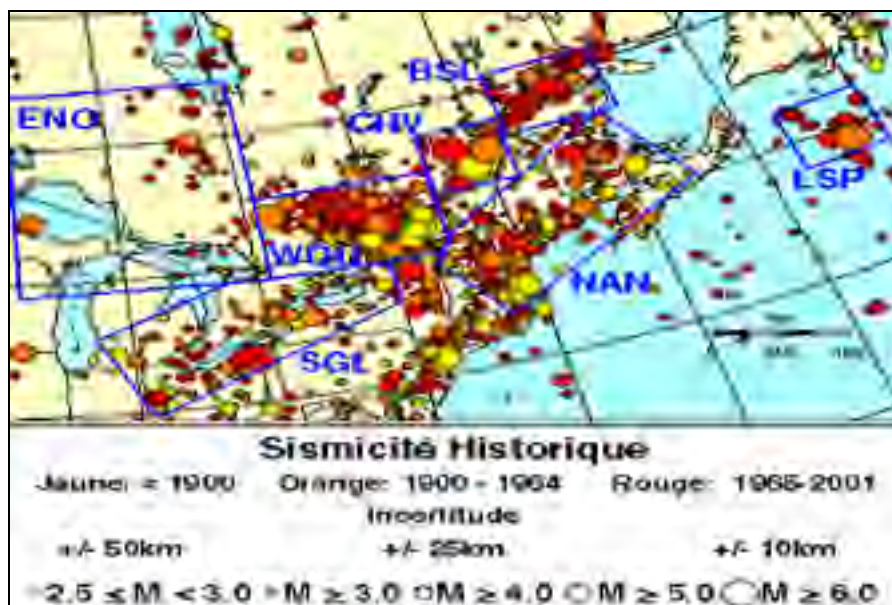


Figure 2.4 Localisation des sept zones de sismicité de l'est canadien
Tirée de rncan (2010)

L'historique de la sismologie de l'est du Canada et de l'inventaire des séismes date du 17^e siècle. La carte représentée à la Figure 2.5 montre quelques tremblements de terre reconnues de l'est canadien pour la période comprise entre 1663 et 2006.



Figure 2.5 Historique des tremblements de terre de l'est canadien de 1663 à 2006
Tirée de rncan (2010)

L'élaboration de plusieurs cartes de la distribution spatiale des mouvements des sols ainsi que la composition géologique des régions canadiennes ont vu le jour dans les années 1967 (rncan, 2010). Le Tableau 2.2 décrit les séismes antérieurs majeurs à avoir été observé dans l'est du Canada. Il est noté que l'évaluation de l'intensité de ces séismes a été évaluée à l'aide de l'échelle de Mercalli.

Tableau 2.2 Séismes historiques de l'est du Canada
Tiré de rncan (2010)

Localité	Année	Magnitude
Charlevoix	1663-1791-1860-1925	6,0
Montréal	1732	5,8
Grand Bank (NL)	1929	7,2
Témiscaming	1935	6,2
Cornwal. (ON)	1944	5,6
Saguenay	1988	5,7

2.1.2 Zones sismiques du Québec

La majorité des activités sismiques de l'est canadien se situe dans trois zones, soit : l'ouest du Québec, Charlevoix-Kamouraska et le Bas-Saint-Laurent (Adams, 1987).

L'ouest du Québec

L'ouest du Québec est l'une des zones ayant la plus grande superficie du Québec. Celle-ci se délimite à partir de Montréal jusqu'à l'Outaouais et de Montréal jusqu'au Témiscaming. Cette zone se situe en partie dans la province de l'Ontario près des frontières de l'Outaouais et de l'Abitibi-Témiscamingue. Les villes d'importance incluses dans cette zone sont Montréal, Hull, Ottawa, Témiscaming, Mont-Laurier, Corwal. et North Bay. La Figure 2.6 illustre l'historique de la sismicité de cette zone depuis le début du 19^{ème} siècle.

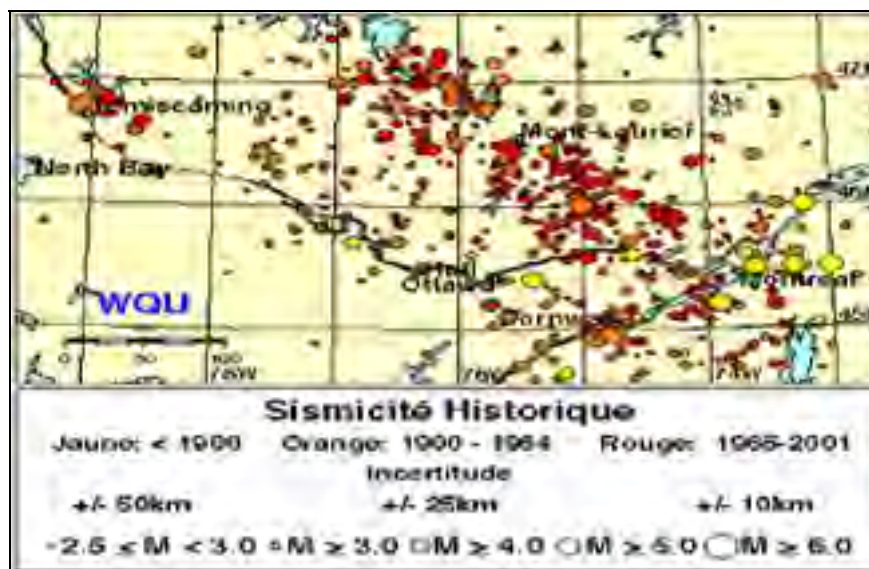


Figure 2.6 Carte de l'historique de la sismicité de la région de l'ouest du Québec
Tirée de rncan (2010)

La carte des séismes [Figure 2.6] permet de voir que la majeure partie de l'activité sismique se concentre dans les Laurentides. De plus, une autre ligne de séismes se définit le long de la rivière des Outaouais, à la frontière de deux provinces canadiennes (Adams, 1987). L'activité sismique de cette zone se produit en moyenne à tous les 5 jours (rncan, 2010).

Par ailleurs, l'une des explications de l'activité sismique au nord de la zone (dans la région de l'Abitibi-Témiscamingue) est due aux nombreuses activités minières de cette région. Le dynamitage et le forage de galeries souterraines génèrent des ondes de choc similaires à des tremblements de terre. Par contre, il est maintenant possible d'enregistrer et reconnaître ces secousses par les stations sismologiques présentes dans cette région (rncan, 2010).

Dans l'histoire, plusieurs séismes d'importance se sont produits dans cette zone. Les séismes de Montréal (M5,8) en 1732, de Témiscaming (M6,2) en 1935, de Cornwall (M5,6) en 1944 et de Val-des-Bois (M5,0) en 2010.

Charlevoix-Kamouraska

De tout l'est du Canada, la région de Charlevoix-Kamouraska est sans contredit la plus active, en termes de nombre de séismes, de tout l'est du Canada (rncan, 2010). Cette région a connu les cinq plus importants tremblements de terre de l'est canadien avec des séismes de magnitude supérieure à 6 (rncan, 2010). L'activité sismique de ce territoire est principalement concentrée vis-à-vis le fleuve Saint-Laurent à proximité de la région de Charlevoix et de la région de Kamouraska. Elle s'étend de Québec jusqu'à Rivière-du-Loup et de Québec jusqu'au Saguenay Lac-Saint-Jean. Dans ce secteur, en moyenne près d'un séisme se produit à tous les jours et demi. On dénombre plus de 5 séismes historiques dont la magnitude a dépassé 6 sur l'échelle de Richter : M7,0 en 1663, M6,0 en 1791 et 1860, M6,5 en 1870 et M6,2 en 1925 (rncan, 2010). La commission géologique du Canada (2010) mentionne également que les hypocentres des séismes sont localisés généralement à une profondeur moyenne de 30 kilomètres sous la croûte terrestre.

La Figure 2.7 illustre l'historique de la sismicité de cette zone depuis le début du 19^e siècle. On peut constater que la majeure partie de l'activité sismique se concentre principalement entre Québec et Rivière-du-Loup, le long du fleuve Saint-Laurent.

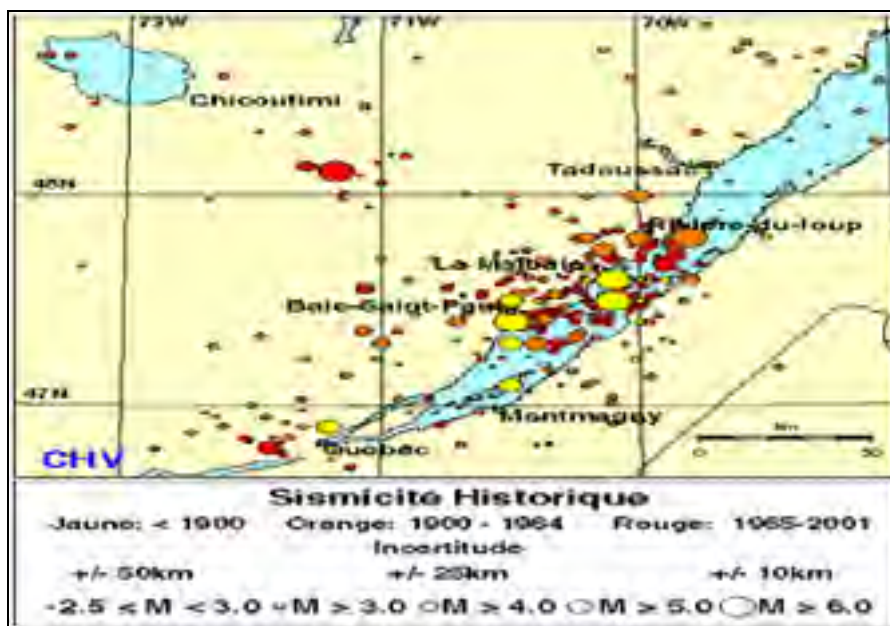


Figure 2.7 Carte de l'historique de la sismicité de la région Charlevoix-Kamouraska
Tirée de rncan (2010)

L'observation de l'activité sismique de cette région est assurée par la Commission géologique du Canada depuis 1970. En effet, ceux-ci ont permis de localiser et de caractériser les secteurs et leur intensité afin de mieux identifier les municipalités à haut risque (rncan, 2010). Les stations installées dans la région enregistrent un peu plus de 200 tremblements de terre annuellement. La fréquence de ces séismes et celle d'antan représente encore le secteur où le risque sismique (aléa sismique) est le plus élevé de l'est canadien (rncan, 2010).

Par ailleurs, entre les années 1978 et 1997, les stations de la zone de Charlevoix-Kamouraska ont enregistré plus de 2200 séismes dont 54 d'une magnitude de 3.0 et 8 d'une magnitude supérieures à 4.0 (rncan, 2010). Ces nombreux relevés ont grandement contribué à la compréhension des aspects géologiques et tectoniques de la région face aux mouvements du sol. Selon le ministère des Ressources naturelles du Canada (2010), la plupart des séismes de ce territoire se situent le long d'une faille localisée sous le fleuve Saint-Laurent. Cette faille, qui porte le nom de paleo-rift du Saint-Laurent, est située à la limite du Bouclier canadien et de la ligne de Logan, aussi appelée la ligne des Appalaches (rncan, 2010). Cette faille traverse la province du Québec à partir du Lac Champlain jusqu'en Gaspésie.

Bas-Saint-Laurent

Le territoire du Bas-Saint-Laurent représente la continuité de la zone de Charlevoix-Kamouraska (Adams, 1987). Celle-ci se retrouve dans le même axe, soit au nord-est de la zone de Charlevoix-Kamouraska, plus précisément à l'embouchure du golf du Saint-Laurent. Le territoire se définit à partir de Rimouski jusqu'à l'Ile d'Anticosti et de Rimouski jusqu'au Nord de Sept Îles.

Le secteur du Bas-Saint-Laurent a une activité sismique similaire à celle de la région de Charlevoix-Kamouraska qui se concentre le long de la faille paleo-rift du Saint-Laurent (rncan, 2010). Une des particularités de la région du Bas-Saint-Laurent est qu'aucun grand tremblement de terre, supérieur à une magnitude de 5,0 n'a été rapporté ou enregistré (rncan, 2010). Toutefois, deux secousses ont été ressenties lors des dernières années, soit : à Godbout près de Baie-Comeau (M5,1) en 1944 et près de Sept-Iles (M5,1) en 1999. Malgré le fait que la région connaît des séismes de faible intensité, il est tout autrement en ce qui concerne le nombre de séismes. La région du Bas-Saint-Laurent compte près de 60 séismes de faible intensité à chaque année. De plus, en moyenne environ un séisme se produit tous les cinq jours (rncan, 2010). La Figure 2.8 représente l'ensemble de la sismicité de la région depuis le début du 19^e siècle.

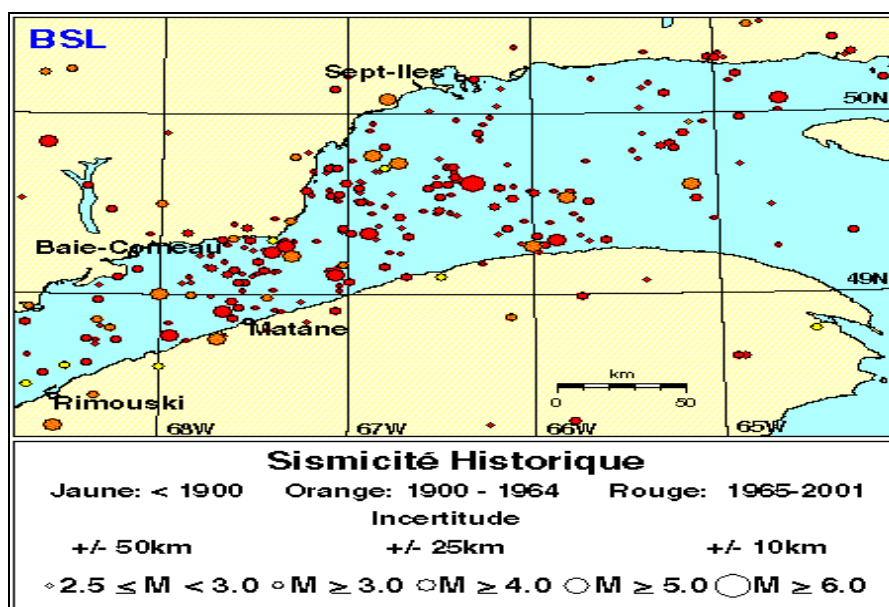


Figure 2.8 Carte de l'historique de la sismicité de la région du Bas-Saint-Laurent
Tirée de rncan, (2010)

2.2 Identification des séismes de références

La sélection des séismes de référence vise un choix représentatif de la sismologie de l'est du Canada. La liste des séismes est présentée au Tableau 2.3.

Tableau 2.3 Identification des séismes de référence

Identification des séismes de référence	Magnitude (Mw)	Distance épicentre (Km)
Saguenay, Nov. 25 1988, Chicoutimi-Nord	5,7	36
Saguenay, Nov. 25 1988, Saint-André	5,7	64
Saguenay, Nov. 25 1988, Les Éboulements	5,7	90
Nahanni, Dec. 23, 1985, Bettlement Creek – S3	6,5	24
Val-des-Bois, Juin 23 2010, Ottawa – R1	5,0	58.7

Séisme du Saguenay, 25 novembre 1988

Le 25 novembre 1988 à 18h46 HAE, un séisme d'une magnitude de 5,7 fut ressenti de Chicoutimi jusqu'à la ville de New York et de Chicoutimi jusqu'à la ville de Toronto (Tso et Zhu, 1990). L'épicentre de ce séisme fut localisé à 40 km au sud de Chicoutimi, dans la région du Saguenay Lac-Saint-Jean, Québec (Mitchell, Tinawi et Law, 1990). La Figure 2.9 localise l'épicentre de ce séisme ainsi que les 11 stations sismographiques présentes dans cette région de l'est du Canada.

Les accélérogrammes sélectionnés [Tableau 2.3] représentent les trois stations les plus près de l'épicentre du séisme soit celle de Chicoutimi nord, Saint-André et Les Éboulements. Le Tableau 2.4 représente pour sa part, les principales caractéristiques du séisme du Saguenay selon les 11 stations d'enregistrements de cette zone.

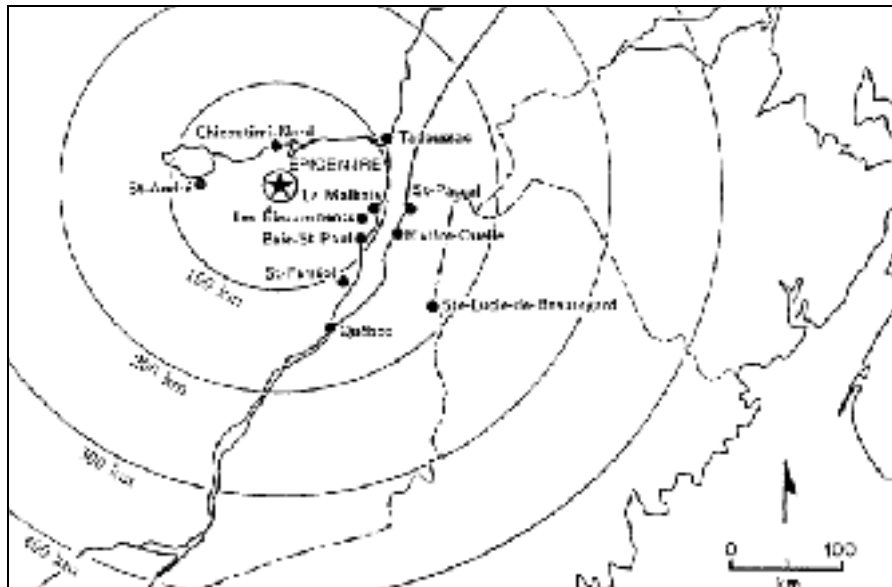


Figure 2.9 Épicentre du séisme du Saguenay 1988 et les 11 stations sismographiques
Tirée de Tso et Zhu (1991, p. 131)

Tableau 2.4 Caractéristiques du séisme du Saguenay 1988 des 11 stations
Tirée de Tso et Zhu (1991, p. 132)

Recording station	Episentral distance (km)	Soil condition	Component direction*	Peak ground motions			
				A (g)	P (cm/s)	D (cm)	A/P ratio (g/(m/s))
St-Ferdin	114	Bedrock	L	0.121	2.71	0.11	4.45
			T	0.097	2.45	0.09	3.95
			V	0.063	1.71	0.13	3.68
Quebec	149	Bedrock	L	0.051	1.50	0.21	3.40
			T	0.05	2.16	0.16	2.35
			V	0.020	0.96	0.14	2.08
Tadoussac	109	Bedrock	L	0.027	0.58	0.10	4.65
			T	0.002	0.14	0.04	1.43
			V	0.033	1.05	0.15	5.05
Baie-St-Faul	91	Alluvium	L	0.125	3.76	0.56	3.32
			T	0.174	5.04	0.87	3.25
			V	0.124	2.43	0.40	5.10
La Malbaie	95	Bedrock	L	0.124	4.65	0.41	5.67
			T	0.060	1.33	0.12	4.51
			V	0.068	1.72	0.11	3.95
St-Fascul	123	Bedrock	L	0.047	2.60	0.34	1.81
			T	0.056	2.62	0.19	2.14
			V	0.037	1.85	0.13	2.00
Rivière-Ouelle	14	Bedrock	L	0.060	2.21	0.28	1.81
			T	0.057	3.52	0.42	1.62
			V	0.023	1.30	0.12	1.77
Ste-Lucie-de-Bourbourg	177	Bedrock	L	0.014	0.64	0.04	2.19
			T	0.023	1.02	0.19	2.23
			V	0.023	1.25	0.23	1.87
Chicoutimi-Nord	56	Bedrock	L	0.107	1.51	0.08	7.09
			T	0.131	2.52	0.21	5.23
			V	0.102	1.85	0.15	5.51
St-André	66	Bedrock	L	0.156	1.87	0.07	6.52
			T	0.091	2.94	0.04	9.68
			V	0.045	2.88	0.05	5.11
Les Éboulements	90	Bedrock	L	0.125	4.40	0.32	2.84
			T	0.102	2.65	0.18	3.85
			V	0.234	5.01	0.43	4.67

*L = longitudinal, T = transverse; V = vertical.

Séisme de Nahanni, 23 décembre 1985

Situé dans le territoire du Nord-Ouest du Canada, à proximité de la frontière du Yukon, les nombreux épicentres des séismes de la région furent localisés principalement dans les montages de l'ouest de Fort Simpson [Figure 2.10] (Lamontage et *al.*, 1987). Ces événements furent marqués principalement par deux séismes d'importance soit la première secousse en date du 5 octobre 1985 avec une magnitude de 6,6 et part une secousse subséquente majeure le 23 décembre 1985 avec une magnitude de 6,9 (Lamontage et *al.*, 1987).

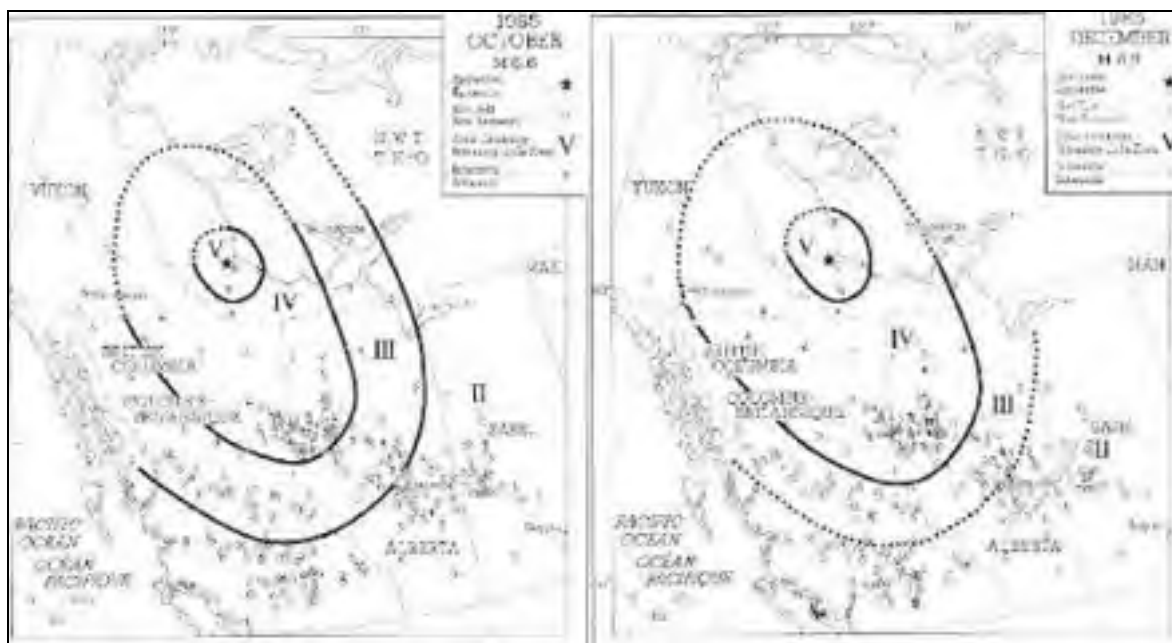


Figure 2.10 Séismes de Nahanni
Tirée de Lamontage et al. (1987)

Ces deux principaux séismes ont été ressentis sur près de 1500 km du nord au sud et sur 1000 km d'est en ouest (Lamontage *et al.*, 1987). La Figure 2.10 illustre l'intensité et l'étendue des deux séismes.

Malgré que ce séisme ne se situe pas dans la région de l'est du Canada, celui-ci s'avère représentatif puisque l'origine des séismes de Nahanni est principalement due aux mouvements intra plaques continentales et de systèmes de failles (Lamontage *et al.*, 1987) similaire à celles de l'est canadien. De plus, l'intensité du séisme de Nahanni en haute fréquence qui caractérise également les mouvements sismiques de l'est du Canada (Lam, Wilson et Hutchinson, 1996 et Leger, Tayebi et Paultre, 1993) représente un choix judicieux dans la sélection des séismes de référence.

Séisme de Val-des-Bois (Québec), 23 juin 2010

Le 23 juin 2010, à 13h41 HAE, un tremblement de terre d'une magnitude de M5,0 survient dans la région de l'Outaouais à 10 km au sud-est de la municipalité de Val-des-Bois. Le séisme ayant une profondeur de 22 km fût ressenti par une vaste partie de l'Ontario et jusqu'au Kentucky aux États-Unis (rncan, 2011). La Figure 2.11 localise l'épicentre du séisme de Val-des-Bois. Ce tremblement de terre est l'un des plus importants événements à être survenu récemment dans l'est du Canada. En plus, ce séisme a produit les secousses les plus importantes de la région de l'Outaouais et du nord-est de l'Ontario depuis les deux derniers siècles (rncan, 2011). La Figure 2.12 représente l'étendue de la propagation des secousses en fonction du niveau d'intensité du séisme. Malgré le faible mouvement sismique, on dénote des dommages modérés qui ont été recensés en majorité près la région de l'épicentre, soit dans les villes de Gatineau, Hull et Ottawa.

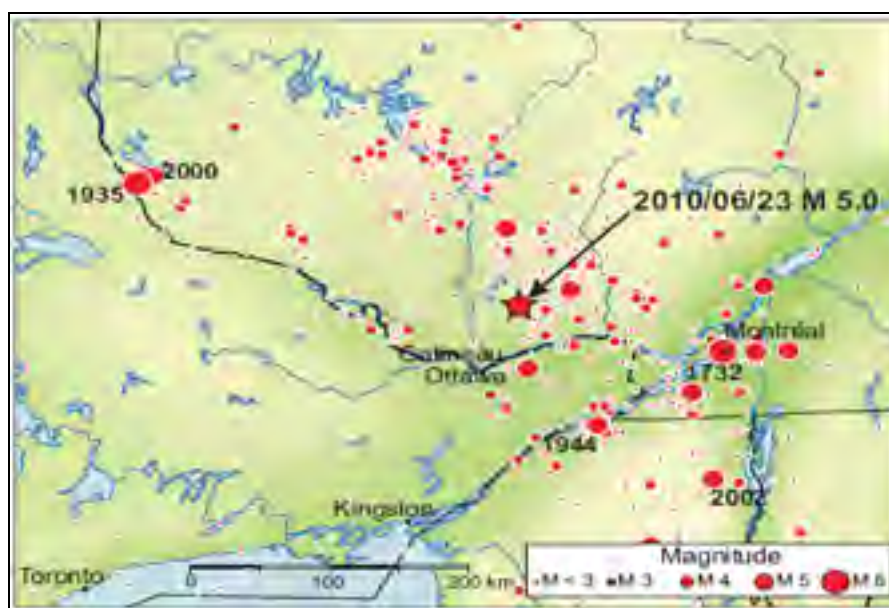


Figure 2.11 Épicentre du séisme de Val-des-Bois
Tirée de rncan (2011)

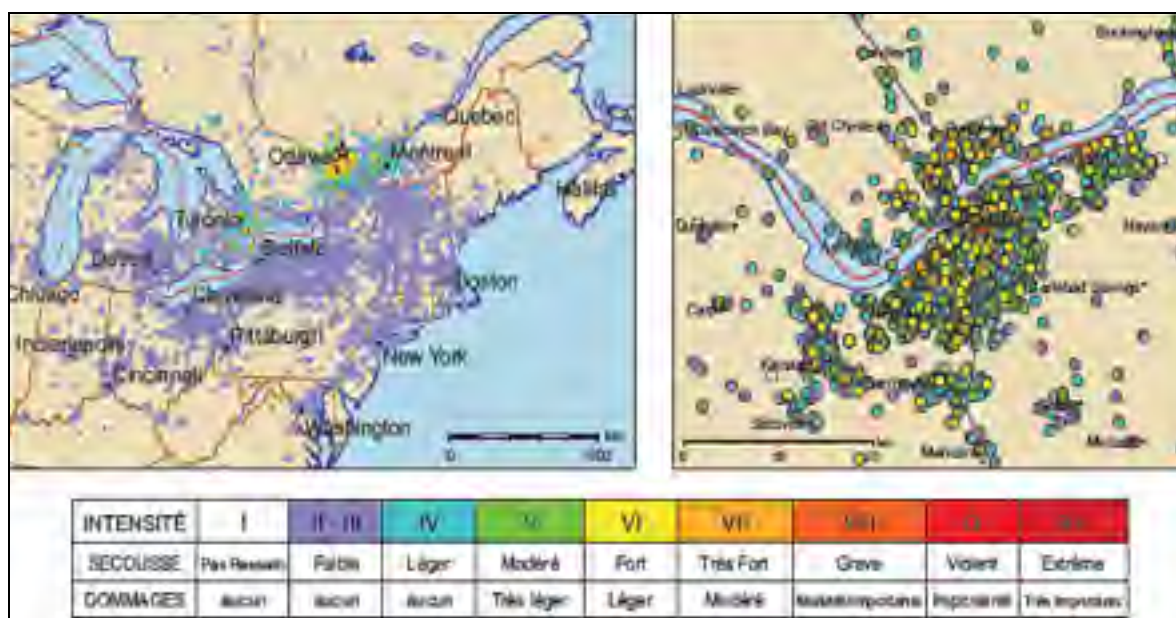


Figure 2.12 Étendue des secousses et des dommages du séisme de Val-des-Bois
Tirée de rncan, (2011)

De nombreuses répliques (288) ont été enregistrées dans les jours et les mois suivant le séisme du 23 juin 2010. La majorité (244) des répliques ont été enregistrées dans la semaine suivant l'évènement et l'une des plus grandes secousses subséquentes était d'une magnitude de M3,3. Selon la rncan (2011), plusieurs répliques de très faible intensité n'ont pu être localisées et seulement cinq répliques ont été ressenties (rncan, 2011). La Figure 2.13 montre la répartition des répliques selon la magnitude et le temps suivant le tremblement de terre du 23 juin 2010.

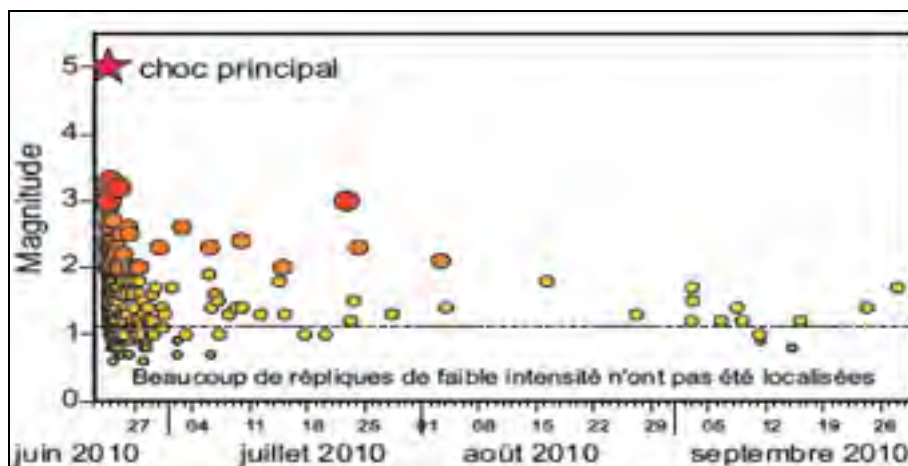


Figure 2.13 Dispersion des répliques du séisme de Val-des-Bois
Tirée de mcan (2011)

Ce séisme représente l'évènement historique le plus récent dans la sismicité de l'est du Canada. Malgré sa faible intensité, ce séisme s'avère représentatif à l'étude puisqu'il se situe à proximité du lieu de l'étude (Montréal), en plus d'être associé à l'une des zones sismiques d'importance de l'est du Canada (Ouest du Québec).

2.3 Transformation des séismes de référence

Dans l'optique de la présente recherche, l'analyse de différentes classes de sol s'avère utile à l'atteinte de l'objectif principale. L'utilisation de cinq groupes de caractérisations des sols selon le CNBC (2005) [Tableau 2.5] permet la catégorisation des sols à l'étude.

Tableau 2.5 Catégorie d'emplacement du CNBC 2005
Tiré de CNBC (2005, p. 4-21)

Catégorie d'emplacement	Profil du sol	Propriétés moyennes des 30 premiers mètres d'après l'annexe A		
		Vitesse moyenne des ondes de cisaillement, V_s (m/s)	Résistance moyenne à la pénétration standard, N_{60}	Résistance du sol non drainé au cisaillement, s_u
A	Rocbe dure	$V_s > 1500$	s/o	s/o
B	Rocbe	$760 < V_s < 1500$	s/o	s/o
C	Sol très dense et rocbe tendre	$360 < V_s < 760$	$N_{60} > 50$	$s_u > 100$ kPa
D	Sol consistant	$180 < V_s < 360$	$15 < N_{60} < 50$	$50 \text{ kPa} < s_u < 100 \text{ kPa}$
		$V_s < 180$	$N_{60} < 15$	$s_u < 50 \text{ kPa}$
E	Sol meuble	Tout profil de plus de 3m d'épaisseur et dont le sol a les caractéristiques suivantes : <ul style="list-style-type: none">• Indice de plasticité : $PI > 25$• Teneur en eau : $w > 40\%$ et• Résistance du sol non drainé au cisaillement : $s_u < 25$ kPa		
F	Autres sols ⁽¹⁾	Une évaluation spécifique à l'emplacement est exigée.		
(1) Parmi les autres types de sol, on compte notamment : <ul style="list-style-type: none">a) Les sols liquéfactibles, les argiles très sensibles et extrêmes, les sols peu consolidés susceptibles d'affaissement et d'autres sols susceptibles d'affaissement ou de défaillance en raison de charges dues aux séismesb) La tourbe et les argiles à forte teneur en matières organiques dont l'épaisseur dépasse 3mc) Les argiles ayant une grande plasticité ($PI > 75$) dont l'épaisseur dépasse 8m, etd) Les argiles riches, de molles et moyennes, dont l'épaisseur dépasse 30m.				

Par ailleurs, le choix d'utilisation de la classification d'emplacement de site du CNBC 2005 au détriment de la classification de la norme CSA-S6-06 se justifie par la classification détaillée des différents types de sol. En effet, la définition de la classification de la norme CSA-S6-06 engendre des imprécisions tant au niveau des résultats que lors de la transformation des séismes (Galy, 2009).

2.3.1 Transformation en fonction du type de sol

L'utilisation du logiciel *SHAKE* 2000 (Ordenez, 2005) dans la transformation des séismes est de mise. L'utilisation de ce logiciel vise à convertir les signaux qui sont enregistrés sur le roc pour les rendre compatibles à chacune des catégories de site identifiées par le CNBC (2005).

Le logiciel *SHAKE* 2000 est basé sur la résultante du mouvement vertical, en champs libres, soit des ondes de cisaillement d'un système d'amortissement linéaire. L'utilisateur doit composer ces analyses en identifiant le nombre de couches horizontales, l'épaisseur des

couches, le poids volumique (γ), le module de cisaillement (G) et le coefficient d'amortissement (β) des différents types de sol. Ces paramètres sont des intrants importants à la transformation de signaux. (Ordenez, 2004).

Le Tableau 2.6 identifie l'ensemble des propriétés de chacune des catégories de sites à l'étude. Les modèles de dégradation pour chaque matériau sélectionné concernent le module de cisaillement (G) et l'amortissement (β) identifié au Tableau 2.6. Le module de cisaillement maximum (G_{\max}) pour chaque catégorie de site est évalué selon l'équation (2.1).

$$G_{\max} = \left(\frac{\gamma}{g} \right) (V_s)^2$$

(2.1)

La Figure 2.14 schématise le processus de transformation des ondes sismiques en fonction des différents paramètres utilisés par le logiciel *SHAKE 2000*. La sélection des vitesses moyennes des ondes de cisaillement (V_s) pour chacune des catégories de sites est fonction de la moyenne des limites supérieure et inférieure de la plage décrite au Tableau 2.5. Pour le sol de classe E, la borne inférieure est estimée à 140 m/s.

Tableau 2.6 Propriétés de transformation des séismes avec le logiciel *SHAKE 2000*

Catégorie de site CNBC 2005 art. 4.1.8.4	Modèle de transformation (G/G_{\max} & β)	Poids volumique (KN/m^3)	Vitesse de cisaillement (m/s)
A	Rock - (Schnabel, 1973)	25	1500
B	Rock - (Schnabel, 1973)	25	1150
C	Sand Average - (Seed and Idniss, 1970)	20	560
D	Argile - PI de 15% (Vucetic et Dobry, 1991)	20	270
E	Argile - PI de 30% (Vucetic et Dobry, 1991)	20	140

Les analyses de transformations des signaux s'effectuent en considérant un dépôt de sol de 30 m de hauteur et subdivisé en 10 couches uniformes et homogènes de 3 m chacune. Le nombre de couches se justifie par l'étude de Galy (2009) qui a pu montrer avec une étude de sensibilité de transformations des signaux, qu'un nombre de couches de sol compris entre 5 et 20 n'altérerait que de 0,5% la réponse du mouvement en surface libre.

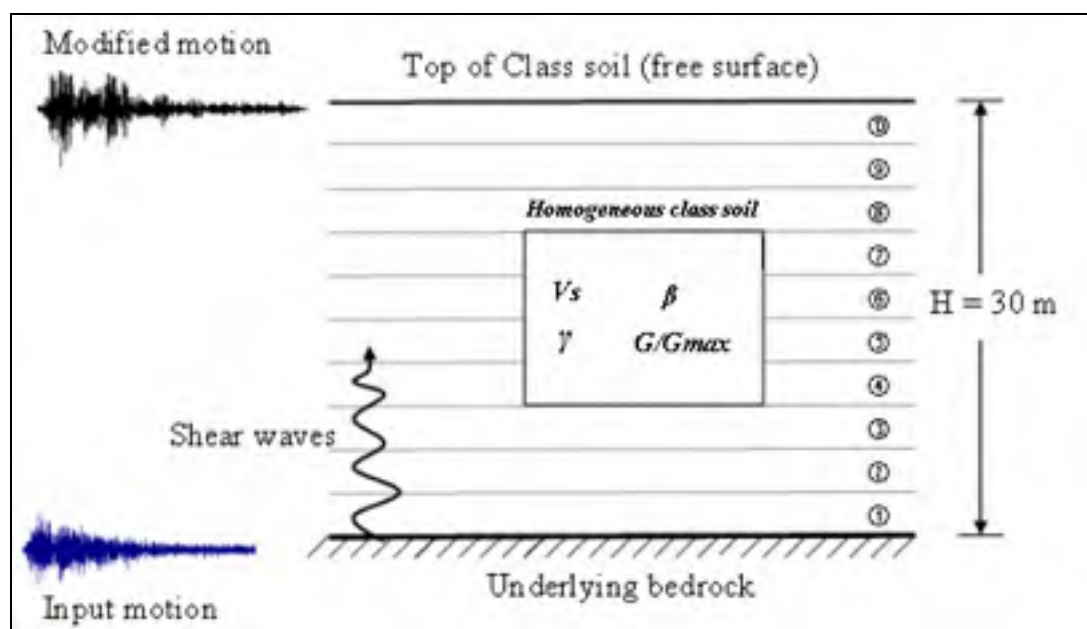


Figure 2.14 Processus de transformation des signaux par le logiciel *SHAKE 2000*
Adaptée de Khaled (2010, p. 42)

La Figure 2.15 présente les accélérogramme du séisme de Nahanni suite à la transformation des deux composantes sismiques selon les cinq Classes de sol à l'étude. Les spectres et les accélérogrammes de chacun des séismes sont présentés aux annexes I et II respectivement.

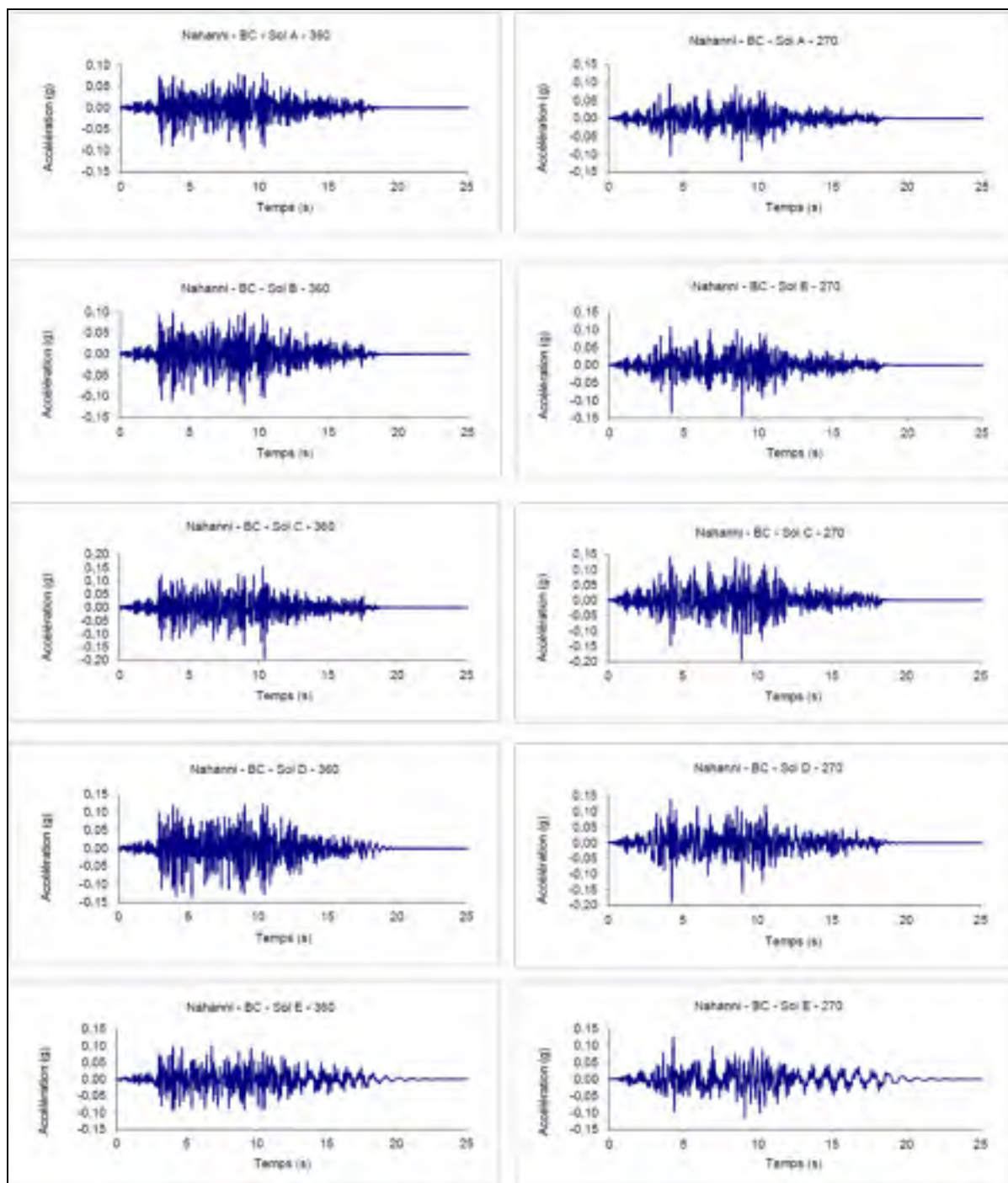


Figure 2.15 Accélérogrammes de Nahanni - Transformation *SHAKE* 2000

2.3.2 Transformation selon les directions principales

Les séismes se divisent en trois composantes orthogonales de translation : deux composantes horizontales orthogonales et une composante verticale. Un tremblement de terre enregistre les mesures des accélérations du sol pour ces mêmes trois composantes orientées arbitrairement par rapport à un système d'axe donné. Les trois composantes du mouvement sismique sont généralement corrélées. Toutefois, Penzien et Watabe (1975), ont montré qu'il existait 2 directions selon lesquelles les composantes du mouvement sismique pouvaient être considérées statistiquement indépendantes. Ces directions sont appelées « directions principales » des séismes.

Le principe de la transformation du signal selon les directions principales se base sur le calcul de covariance, l'indépendance des variables, en fonction de l'angle incident maximum. L'algorithme fait en sorte de calculer pour de petits intervalles de temps la covariance de manière à obtenir un résultat qui se rapproche de zéro. La transformation des composantes est donc statistiquement indépendante (non-corrélé). La Figure 2.16 illustre le principe de la transformation angulaire des composantes sismiques selon leurs directions principales.

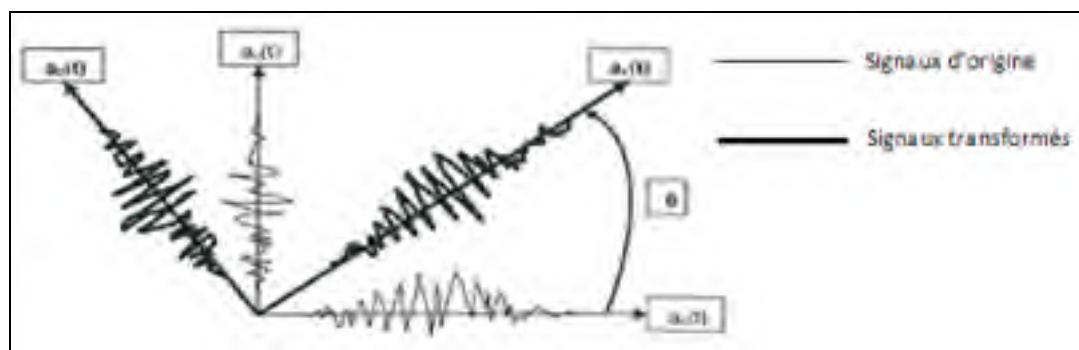


Figure 2.16 Transformation des signaux sismiques selon leurs directions principales
Adaptée de Khaled, Tremblay et Massicotte (2006, p. 14-2)

L'algorithme de transformation des signaux d'origine des séismes [Figure 2.16] est présenté à l'équation (2.2).

$$\begin{bmatrix} a_1(t) \\ a_2(t) \end{bmatrix} = \begin{pmatrix} \cos\theta & \sin\theta \\ -\sin\theta & \cos\theta \end{pmatrix} \begin{bmatrix} a_x(t) \\ a_y(t) \end{bmatrix}$$

(2.2)

Où a_1 et a_2 se définissent comme les composantes horizontales du mouvement sismique en fonction du temps tandis que θ représente l'angle entre les directions dans lesquelles les signaux sismiques ont été enregistrés et les directions principales.

L'évaluation de covariance Rho des composantes horizontales principales des séismes est donnée par l'équation (2.3).

$$Rho(a_x, a_y) = \frac{\int_0^t a_x a_y dt}{\sqrt{\int_0^t a_x^2 dt \int_0^t a_y^2 dt}} ; -1 \leq Rho(a_x, a_y) \leq 1$$

(2.3)

Le Tableau 2.7 représente un résumé des valeurs de la covariance ainsi que l'angle incident de la transformation de chacun des séismes selon chaque type de sol.

Tableau 2.7 Coefficients de corrélation et angles de direction principale des séismes de référence

Séisme	Sol A		Sol B		Sol C		Sol D		Sol E	
	Rho	θ	Rho	θ	Rho	θ	Rho	θ	Rho	θ
Saguenay, Chicoutimi Nord	0,0018	312	0,003	308	0,0005	45	0,003	315	0,0012	302
Saguenay, Les Éboulements	0,0027	336	0,0049	333	0,0028	348	0,0037	322	0,0007	348
Saguenay, Saint-André	0,0041	19	0,0042	20	0,0034	16	0,0021	26	0,0012	302
Nahanni, Bettlement Creek-S3	0,0003	356	0,0001	273	0,0003	322	0,0015	296	0,0023	33
Val-des-Bois, Ottawa	0,0018	47	0,0017	43	0,0062	329	0,0027	50	0,0017	38

La Figure 2.17 présente les accélérogrammes du séisme de Nahanni suite à leur transformation selon les directions principales des deux composantes sismiques en fonction des cinq classes de sol à l'étude. Les spectres et les accélérogrammes de chacun des séismes sont présentés aux annexes I et II, respectivement.

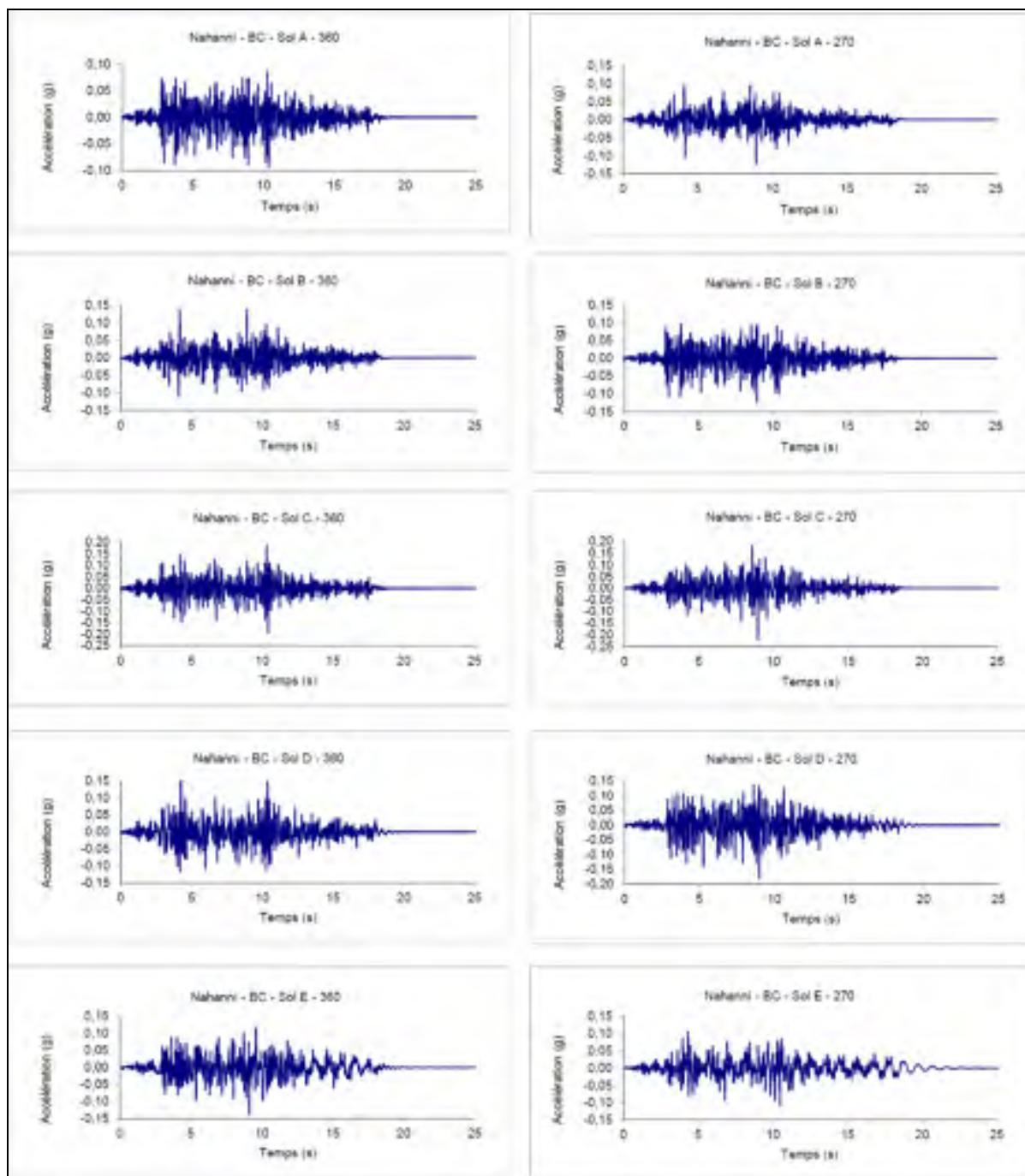


Figure 2.17 Accélérogrammes de Nahanni - Transformation direction principale

2.3.3 Calibration des accélérogrammes

La calibration des accélérogrammes est nécessaire afin d'identifier un spectre de réponse auquel on désire faire correspondre un séisme ou un spectre de calcul du site à l'étude. La transformation des accélérogrammes par la calibration des spectres de réponse sur un spectre de calcul peut-être défini de deux manières différentes (Arevalo, 2000), soit celle par le domaine fréquentiel ou par la méthode temporelle.

Les méthodes de transformation par calibration consistent à modifier le spectre de Fourier (ou de réponse) du séisme à l'étude afin de le calibrer sur un spectre de calcul spécifique. Les spectres de calcul pour la ville de Montréal selon la norme CNBC (2005) servent à la calibration des signaux de référence.

Calibration par la méthode du domaine fréquentiel

La calibration des spectres de réponse dans le domaine fréquentiel permet d'adapter les signaux d'origine par un processus d'itération fréquentiel. L'objectif principal est de limiter le nombre d'itérations afin de conserver le maximum d'informations concernant les séismes d'origine (Leger et Leclerc, 1996). En plus d'être efficace, cette méthode de calcul permet également de garder l'ensemble des propriétés variables des signaux d'origines (Carballo, 2000).

Léger et *al.* (1993) mentionne que cette méthode tend à diminuer l'accélération de pointe des séismes en ce qui concerne l'est du Canada. Toutefois, lorsque l'on considère un séisme de faible intensité, tel que le séisme du Saguenay, et que l'on limite le nombre d'itérations, la méthode permet une approximation beaucoup plus juste.

Calibration par la méthode temporelle

La méthode de calibration temporelle permet de modifier les intervalles de temps pour une zone ciblée, généralement pour les premiers modes de vibration de l'ouvrage. Cette variation

de ces intervalles de temps de spectre de réponse doit être ajusté jusqu'à ce que celui-ci s'associe au spectre de calcul sélectionné pour la plage déterminée. Léger et Leclerc (1996) mentionnent toutefois, que cette méthode de calibration des spectres fait varier énormément le contenu fréquentiel du signal d'origine et modifie également les propriétés innées des séismes.

Sélection de la méthode de calibration

La méthode de calibration par le domaine fréquentiel est choisie dans le cadre de cette recherche. Elle permet de modifier l'accélération des spectres de calcul tout en s'assurant de garder les caractéristiques intrinsèques du signal d'origine (amplitudes, fréquence et l'angle de phase). Le nombre d'itérations retenu pour la calibration des signaux sismiques est arrêté à deux pour l'ensemble des séismes.

Le logiciel « Spectre » a été utilisé pour effectuer et établir les limites des calibrations. L'algorithme du logiciel calibre dans un premier temps les spectres de Fourier du séisme sur les spectres de calcul pour ensuite définir, par transformée inverse, le signal d'origine calibré.

La Figure 2.18 présente les spectres de réponse du séisme de Nahanni dans les deux directions horizontales calibrées sur le spectre de calcul de la norme CNBC (2005) pour un sol de Classe C.

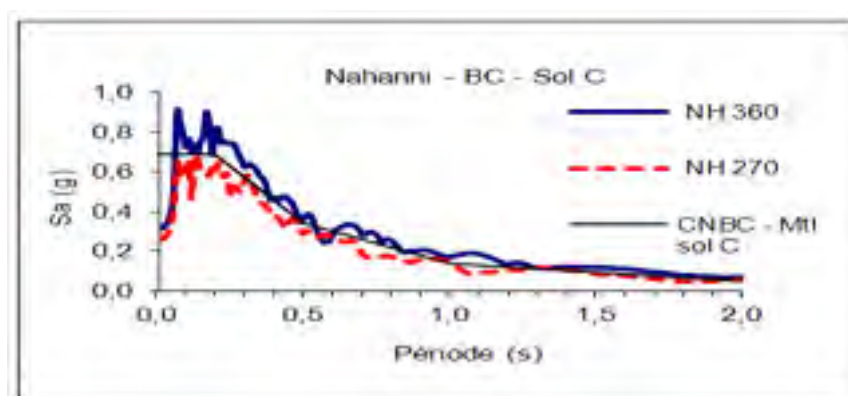


Figure 2.18 Spectres de réponse Nahanni - calibré sur spectre de calcul Montréal

La Figure 2.19 présente les accélérogrammes du séisme de Nahanni suite à la transformation par calibration des deux composantes sismiques en fonction des cinq classes de sol. Les spectres et les accélérogrammes de chacun des séismes sont présentés aux annexes I et II respectivement.

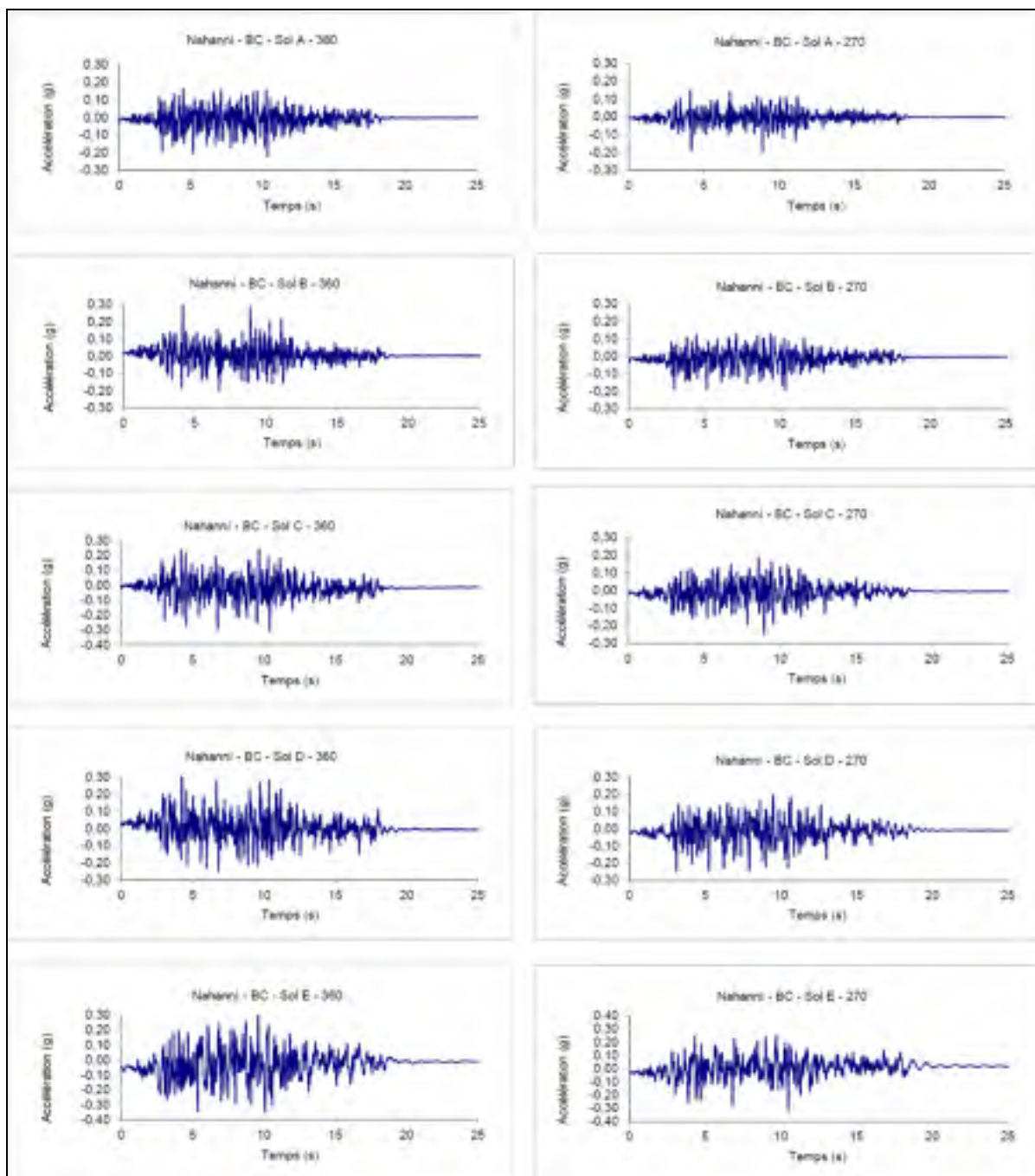


Figure 2.19 Accélérogrammes de Nahanni - Transformation calibration sur spectre de calcul.

Conclusion

Cette section a permis de décrire l'historique et les caractéristiques de la sismicité du Canada. La définition de l'aléa sismique associé à la probabilité d'occurrence du mouvement sismique de différentes localités a permis de voir les secteurs le plus à risque.

De plus, cette partie a permis de discuter de la sismicité des trois plus grandes zones sismiques de l'est canadien (rncan, 2010), en plus d'identifier et de décrire l'historique de chacun des séismes de référence. Selon la littérature, ces trois grandes zones subissent l'influence du même système de faille, soit celle du paleo-rift du Saint-Laurent (CGC, 1987). Au total cinq séismes de référence sont retenus afin de tendre vers un choix représentatif de la sismologie de l'est du Canada.

Par ailleurs, nous avons identifié les caractéristiques et principes à la base de chacune des transformations des deux composantes horizontales des séismes de référence. D'abord selon les conditions de site à l'aide du logiciel *SHAKE* 2000 (Ordonez, 2005), puis selon leurs directions principales et finalement selon la calibration des spectres de réponse des séismes en fonction du spectre de calcul pour la ville de Montréal.

CHAPITRE 3

Élaboration du modèle de pont de référence

Ce chapitre fait l'étude de l'ensemble des paramètres utiles à la sélection du modèle de référence.

3.1 Historique des ponts au Québec

Au Québec, l'évolution du réseau autoroutier s'est effectuée à un rythme accéléré. L'éclosion de la population dans les différentes régions de la province jumelée à l'effervescence d'événements internationaux dans les grandes villes a permis ces changements du 20^e siècle. Ce n'est qu'en 1920 que le gouvernement du Québec a pris possession de ces routes, qui auparavant étaient sous la responsabilité des municipalités (MECPS, 2005). Le ministère de la Voirie, créé en 1914, a donc pris le réseau en main afin d'uniformiser les techniques de construction et la qualité du réseau. La Figure 3.1 illustre l'entendu et l'état du réseau routier du Québec en 1927.

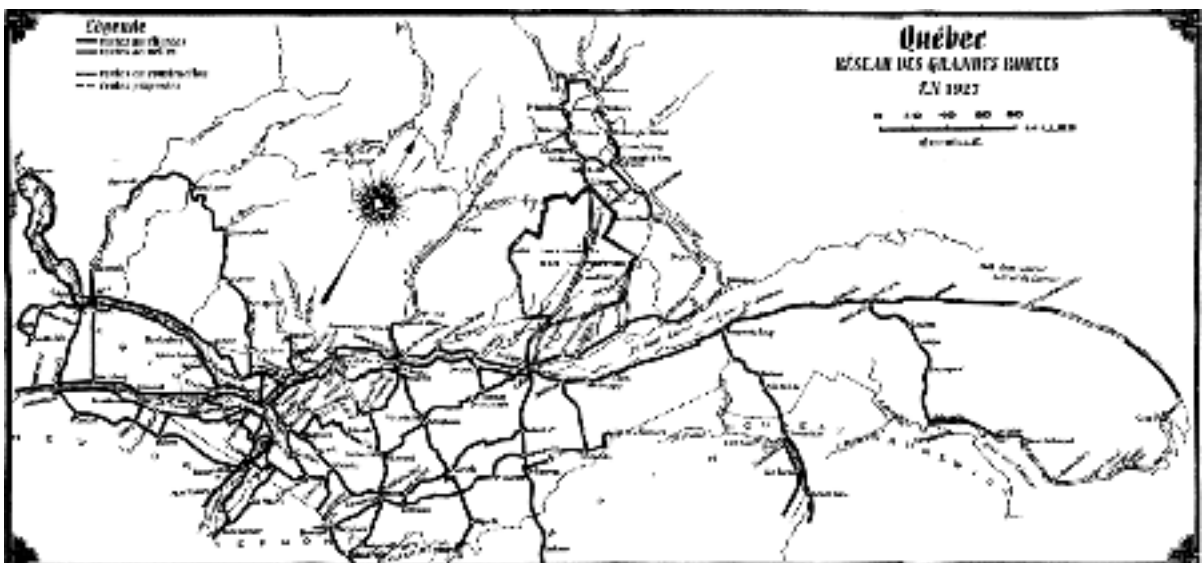


Figure 3.1 Étendue du réseau routier du Québec en 1927
Tirée de MECPS (2005, p. 1-5)

Au Québec, la majorité des constructions des ouvrages d'art date, en moyenne, de 1969. Cette période correspond à l'émergence du réseau autoroutier du Québec (MECPS, 2005) ce qui explique la construction de divers ouvrages d'art dans la province. Le Tableau 3.1 montre les années de parachèvement de quelques tronçons du réseau autoroutier du Québec.

Tableau 3.1 Année des parachèvements des autoroutes au Québec
Tiré de MECPS (2005, p. 1-7)

AUTOROUTE	TRONÇON D'AUTOROUTE	ANNÉE DE PARACHÈVEMENT
Autoroute 5	Pont MacDonald-Cartier à la route 105 (sortie 5)	de 1961 à 1964
	Sortie 5 à la sortie 13	1974
	Sortie 13 à la sortie 21	1991
Autoroute 10	Pont Champlain	1962
	Bonaventure	1967
	Cantons-de-l'Est	1965
	(55) Omerville	1979
	Sortie 128 à la sortie 150	1988
Autoroute 13	Sortie 150 à la sortie 154	1992
	Montréal–Chomedey	1975
Autoroute 15	Sortie 1 à la sortie 43	de 1958 à 1959
	Sortie 43 à la sortie 69	de 1963 à 1964
	Sainte-Adèle–Sainte-Agathe	1974
	Sortie 69 à la sortie 89	
	Sud et Décarie	de 1966 à 1967
Autoroute 19	Montréal–Laval	de 1970 à 1976
	Autoroute 40 au rang du Haut-Saint-François	
	Du rang du Haut-Saint-François au boul. Dagenais	1990
Autoroute 20	Frontière de l'Ontario à la sortie 56 (jusqu'au pont Mercier)	1966
	Pont Mercier–Champlain	1967
	Ville-Marie	de 1973 à 1975
	Approches sud du pont Champlain à l'approche sud du pont-tunnel	1964
	Louis-Hippolyte-Lafontaine	
	Approche sud du pont-tunnel Louis-Hippolyte-Lafontaine à la sortie 115	1966
	Sortie 115 à la sortie 327	de 1966 à 1968
	Sortie 327 à la sortie 378	1970
	De la route 132 (Le Bic à la route 232, Rimouski)	de 1991 à 1992

De nos jours, les ponceaux, les tunnels, les murs de soutènement et les ponts font partie de l'ensemble des ouvrages du ministère des Transports du Québec (MTQ, 2010). En 2010, le Ministère gère un total de 10152 ouvrages d'art, et ce, en excluant les tunnels et les murs de soutènement (MTQ, 2010). De ce nombre, plus de 4281 ponts appartiennent au réseau municipal tandis que la différence relève du réseau provincial (MTQ, 2010).

Le recensement de l'année 2010 des ouvrages d'art du ministère des Transports du Québec a permis de révéler, pour cette recherche, des informations importantes à la sélection d'un modèle d'analyse précis. Il importe de spécifier que seul l'inventaire des structures du MTQ pour l'année 2010 a été retenu dans l'analyse des critères de sélection du modèle de référence. Les ponts ferroviaires, forestiers, municipaux et fédéraux n'ont pas été pris en compte.

3.1.1 Caractéristiques de l'inventaire des structures MTQ 2010

L'inventaire du MTQ (2010) permet de répertorier l'ensemble des groupes de structures compris à l'intérieur de son parc. Ces groupes se définissent par des types spécifiques d'ouvrages, tel que présenté à la Figure 3.2.

La Figure 3.3 montre que la majorité des ouvrages d'art, excluant les ponceaux du groupe 10, appartiennent au groupe 40 avec 72,2% suivi du groupe 30 à 22,2 % et finalement le groupe 60 avec 3 %. En comptant le nombre de structures compris à l'intérieur de ces trois groupes, ceux-ci représentent presque la totalité (97 %) des ponts du MTQ pour l'année 2010.

10 PONCEAU			40 PONT À POUTRES À ÂME PLEINE (SUITE)		
11 Dalle en béton armé			50 Pont à béquilles, en béton armé		
12 Portique en béton armé			51 Pont à béquilles, en acier		
13 Ponceau rectangulaire en béton armé			52 Poutres en acier, enrobées de béton		
14 Ponceau circulaire en béton armé			55 PONT À POUTRES-CAISSONS		
15 Ponceau circulaire en acier			56 Poutres-caissons en béton armé		
16 Ponceau circulaire en polyéthylène			57 Poutres-caissons en béton précontraint		
17 Ponceau elliptique en acier			58 Poutres-caissons en acier		
18 Ponceau arqué en acier			60 PONT À POUTRES TRIANGULÉES		
19 Ponceau voûté en béton armé			61 À tablier inférieur, en acier		
20 Ponceau voûté en acier			62 À tablier intermédiaire, en acier		
21 Ponceau en bois			63 Type pony-warren, en acier		
30 PONT À DALLE ÉPAISSE			64 Type bailey, en acier		
31 Dalle pleine en béton armé			65 À tablier supérieur, en acier		
32 Dalle pleine en béton précontraint			66 En bois		
33 Dalle évidée en béton armé			67 Pont couvert		
34 Dalle évidée en béton précontraint			70 PONT EN ARC		
35 Portique en béton armé			71 À tablier inférieur, en béton armé		
36 Portique en béton armé, sous remblai			72 À tablier inférieur, en acier		
37 Portique en béton précontraint			73 À tablier intermédiaire, en béton armé		
38 Pont à béquilles, en béton armé			74 À tablier intermédiaire, en acier		
39 Pont à béquilles, en béton précontraint			75 À tablier supérieur, en béton armé		
40 PONT À POUTRES À ÂME PLEINE			76 À tablier supérieur, en acier		
41 Poutres en béton armé			77 À tablier supérieur, en bois		
42 Poutres en béton précontraint, préfabriquées			80 PONT À CÂBLES		
43 Poutres en béton précontraint, coulées en place			81 Pont suspendu		
44 Poutres en acier			82 Pont à haubans		
45 Pont acier-bois			85 PONT MOBILE		
46 Poutres en bois			85 Pont mobile: levant, tournant, basculant		
47 Portique en béton armé			90 AUTRES TYPES D'OUVRAGES		
48 Portique en béton armé, sous remblai			94 Tunnel		
49 Portique en acier			97 Mur		
			98 Station de pompage		

Figure 3.2 Identification des groupes de structure du MTQ
Tirée de MIS (2013, p. 2-7)

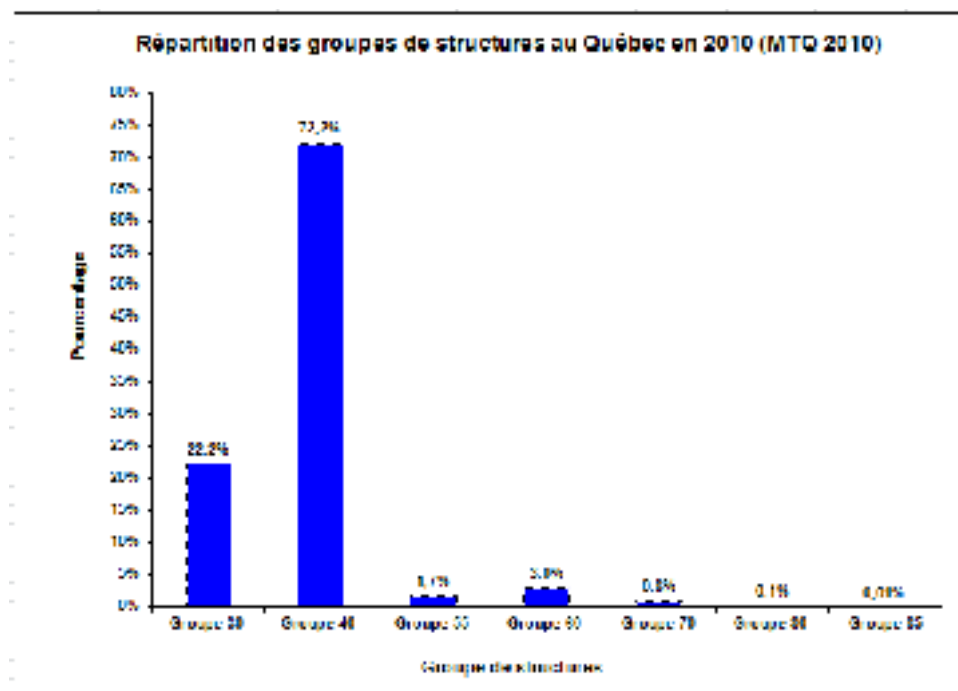


Figure 3.3 Répartition des ouvrages d'art au Québec en 2010

La Figure 3.4 permet de constater qu'une grande majorité des ouvrages du groupe 40 s'associe au modèle de type 45. Ce type représente 39,8% du nombre des structures du groupe 40 tandis que la répartition des autres types (type 41-42-44) se situe entre 22,5% et 13,6%.

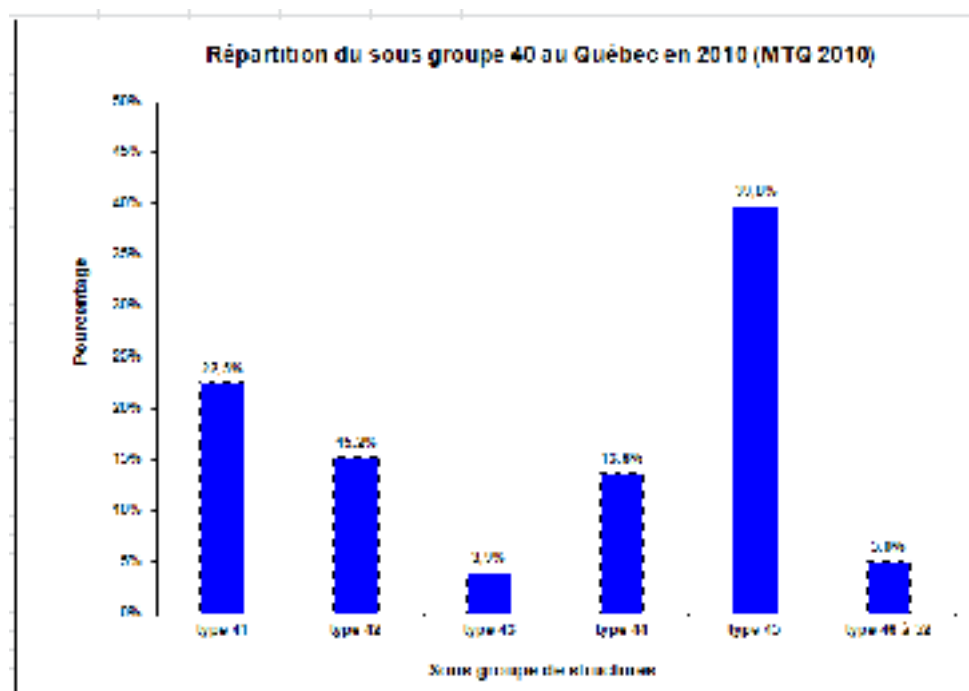


Figure 3.4 Répartition des ponts du groupe 40 au Québec en 2010

À l'inverse de ce que la Figure 3.4 peut montrer, l'ouvrage de type 45 (acier-bois) s'avère inapproprié pour la sélection du modèle. La majorité des ouvrages d'art qui est conçue la ville de Montréal n'est pas de type 45. Ce type de structure s'avère beaucoup plus approprié pour des routes locales et régionales (Tome III-MTQ, 2009). En outre, les ponts de types 41, 42 et 44 s'associent davantage aux types de viaduc de la ville de Montréal (MTQ, 2010) en plus d'être représentatif de la répartition des ouvrages au Québec pour l'année 2010.

Le type 42 représente les ponts à poutres en béton armé précontraint préfabriqué de type NEBT ou AASHTO associé au modèle de référence.

Lorsque l'on observe la répartition du nombre de travées des viaducs au Québec [Tableau 3.2], on constate que près des deux tiers des ponts sont de portée simple. Concernant la répartition des structures par leur nombre de travées, le Tableau 3.2 montre que le pourcentage des ouvrages à deux portées s'élève à 9% tandis que celui des structures à trois

portées s'élève à 14% du nombre total des ouvrages au Québec. Au total, 88% des structures au Québec ont entre une et trois travées.

Tableau 3.2 Répartition des ponts au Québec en 2010 selon le nombre de travées

Nb de travée	Nb de structure	Répartition %
1	5062	65%
2	718	9%
3	1065	14%
4	301	4%
5	280	4%
6	122	2%
7	66	1%
8	40	1%
9	27	0,3%
10 et plus	135	2%
total	7816	100%

N.B Les ponceaux sont exclus

Le Tableau 3.3 présente la répartition des ponts de type 42 en fonction de leur nombre de travées. Ces résultats montrent que les ponts à travée simple sont majoritaires à 43% et que les ponts à deux ou trois travées représentent 18% et 19%, respectivement. Puisque les ponts à travée simple ne nécessitent aucune analyse sismique (CSA-S6-06), le choix du modèle de référence doit également tenir compte de cet aspect. De ce fait, le modèle référence est donc constitué de deux travées ce qui représente la majorité du nombre de travée pour les structures de type 42.

Tableau 3.3 Répartition des ponts de type 42 selon le nombre de travées

Nbe de travée	Nbe de structure	Répartition (%)
1	372	43%
2	154	18%
3	167	19%
4	63	7%
5	41	5%
6	20	2%
7	12	1%
8	6	1%
9	7	1%
10 et plus	16	2%
total	858	100%

3.1.2 Type de fondation

La sélection du type de fondation se révèle être un élément important. En effet, celui-ci influence le comportement du pont et détermine les différents paramètres de conception.

Le Tableau 3.4 décrit d'une part la classification des types de fondation pour l'ensemble des ouvrages à travées multiples, et d'autre part selon le type 42. On constate que le type de fondation majoritaire, concernant l'ensemble des structures au Québec en 2010, s'associe au type « pile avec fût et chevêtre » dans une proportion de 29%. Les fondations de type « pile à colonnes multiples et chevêtre » et celles de catégorie « pile à colonnes multiples sans chevêtre » sont classées au deuxième et troisième rang avec 23% et 13%, respectivement.

Le Tableau 3.4 montre, à l'égard des structures de type 42, que la fondation principale s'associe au type « pile à colonnes multiples et chevêtre » dans une proportion de 49%. Par la suite suivent les fondations de type « pile avec fût et chevêtre » et celles de catégorie « pile à colonne unique » avec 28% et 13%, respectivement.

Le type de fondations « pile à colonnes multiples et chevêtre » et celles de catégorie « pile avec fût et chevêtre » se retrouvent dans les proportions les plus élevées pour les deux

secteurs étudiés [Tableau 3.4]. Le type de fondation retenu pour le modèle de référence est de type « pile avec fût et chevêtre ».

Tableau 3.4 Répartition des types de fondation selon le type 42

Type de fondation	Pont à travée multiple global		Pont à travée multiple (type 42)	
Pile avec fût sans chevêtre	195	7%	18	4%
Pile avec fût et chevêtre	789	29%	136	28%
Pile à plusieurs colonnes et chevêtre	625	23%	240	49%
Pile à plusieurs colonnes sans chevêtre	363	13%	3	1%
Pile - banc	179	6%	0	0%
Pile - Béquille intermédiaire	217	8%	5	1%
Pile à une colonne	171	6%	61	13%
Autres	219	8%	22	5%
Total	2758	100%	485	100%

Le choix de sélection du modèle est fonction des critères identifiés précédemment. La liste des principaux éléments considérés dans le choix du modèle de référence sont les suivants :

- choix du site : Montréal;
- groupe de structure : Groupe 40;
- type de structure : 42 — Poutre en béton armée précontrainte préfabriquée (NEBT);
- nombre de travées : 2;
- type de fondation : Pile avec fût et chevêtre.

Les critères de sélection du modèle de référence reflètent l'inventaire des structures du ministère des Transports du Québec pour l'année 2010. Les statistiques déterminées à partir de la base de données du Ministère ont permis d'identifier les ouvrages les plus représentatifs.

3.2 Identification des paramètres de conception du modèle

Le dimensionnement global d'un pont est quelque chose de fort complexe. Lorsque vient le temps d'identifier les différents paramètres de conception, élément du tablier, la géométrie de l'ouvrage, le type de sol et le type de matériaux, celles-ci doivent être déterminées avec soin. Une fois identifiés, ces aspects déterminent les règles de calculs des différents systèmes structuraux de l'ouvrage.

3.2.1 Paramètres complémentaires

Selon la Figure 3.5, l'ordre de grandeur de la portée des travées pour des poutres en béton armé précontraint préfabriquées peut varier entre 15 et 45 mètres. La Figure 3.6 permet de constater que l'espacement idéal des poutres NEBT 1600, sélectionnées en fonction de la portée, se situe entre 2,0 et 3,5 mètres. La portée est fixée à 36 mètres afin d'estimer un espacement des poutres à 2,15 mètres.

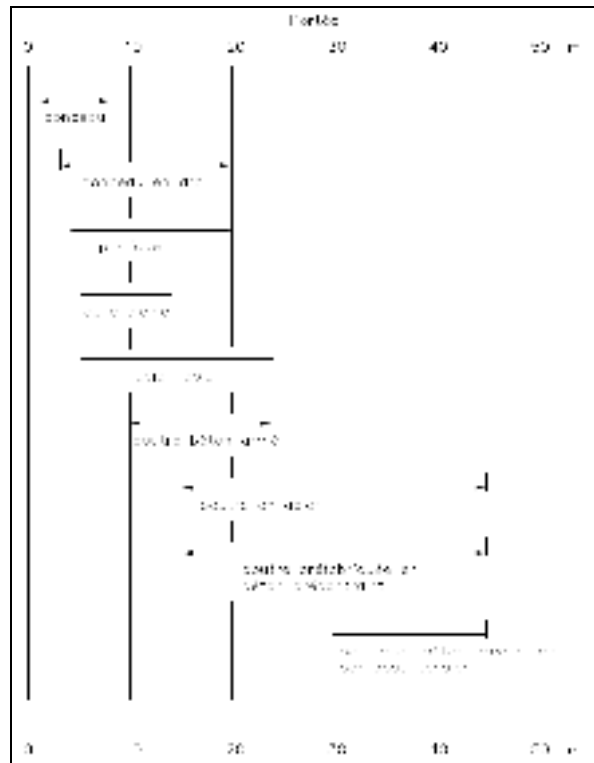


Figure 3.5 Portée des ponts en fonction des types de structures
Tirée MCS (2013, p. 1-9)

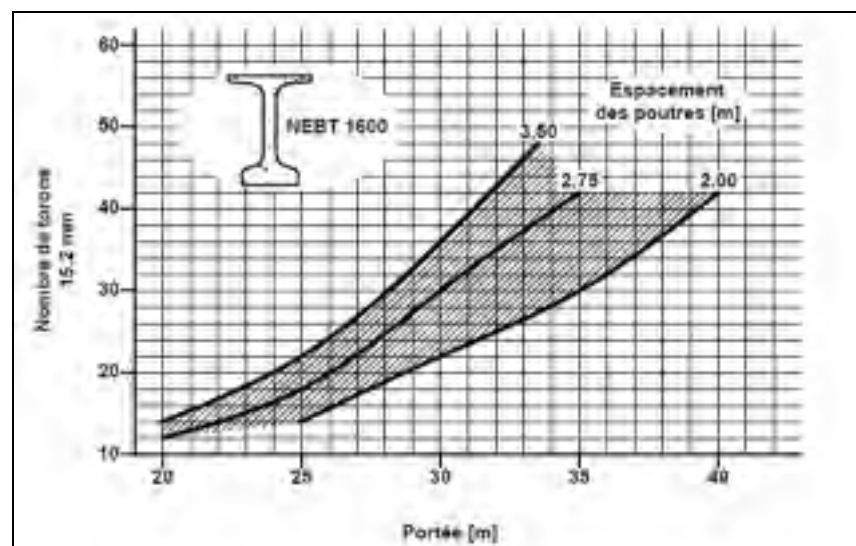


Figure 3.6 Espacements des poutres NEBT 1600
Tirée MCS (2013, p. 8-43)

3.2.2 Géométrie

La Figure 3.7 illustre le profil longitudinal du modèle de référence. Le pont est constitué de deux travées continues de 36 mètres chacune. La hauteur de la colonne à l'axe 2 est de 8000 mm. La Figure 3.8 montre pour sa part la vue en plan du pont de référence. Le pont est un ouvrage régulier sans biais.

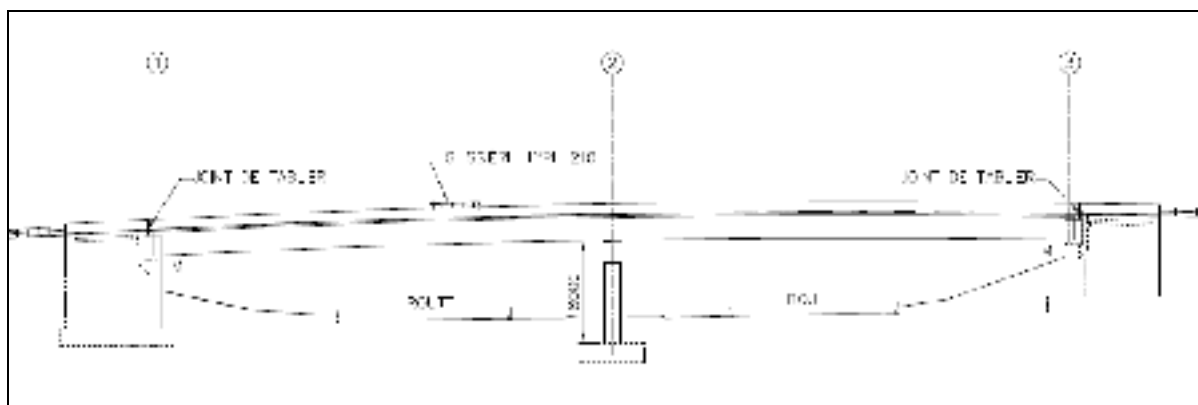


Figure 3.7 Vue en élévation du pont de référence

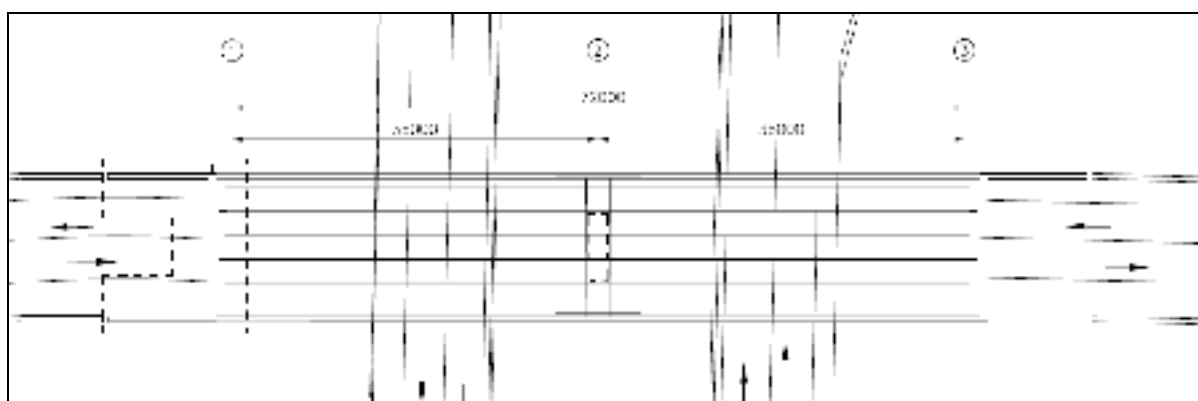


Figure 3.8 Vue en plan du pont de référence

Le tablier a une largeur totale de 12 900 mm avec 6 poutres espacées à 2150 mm c/c. Le modèle comporte également les chasse-roues, des glissières de type 210A ainsi qu'une couche d'usure en asphalte de 65 mm. Le pont accomode deux voies de circulation de 3500 mm chacune et deux accotements de 2500 mm. La largeur carrossable totale est de 12000

mm. La dalle du tablier, d'une épaisseur de 200 mm, est en béton armé. La Figure 3.9 illustre l'ensemble de la géométrie transversale du modèle de pont. La description géométrique de la pile à l'étude est représentée à la Figure 3.10. Le pont est soutenu par une colonne et un chevêtre d'une hauteur totale de 8000 mm. Un chevêtre chapeaute la colonne afin d'assurer un support continu aux poutres.

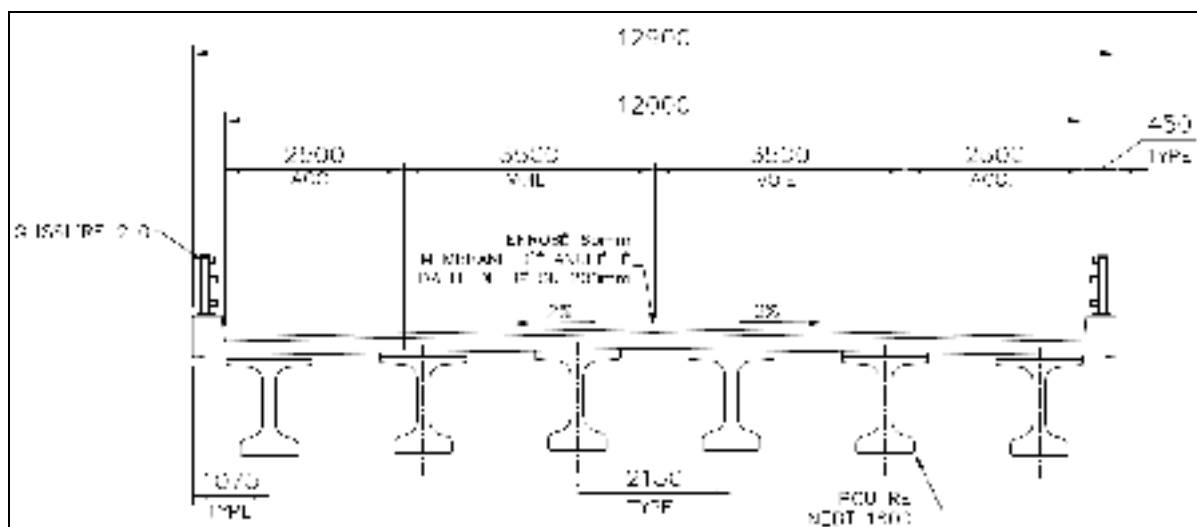


Figure 3.9 Coupe type du tablier du pont de référence

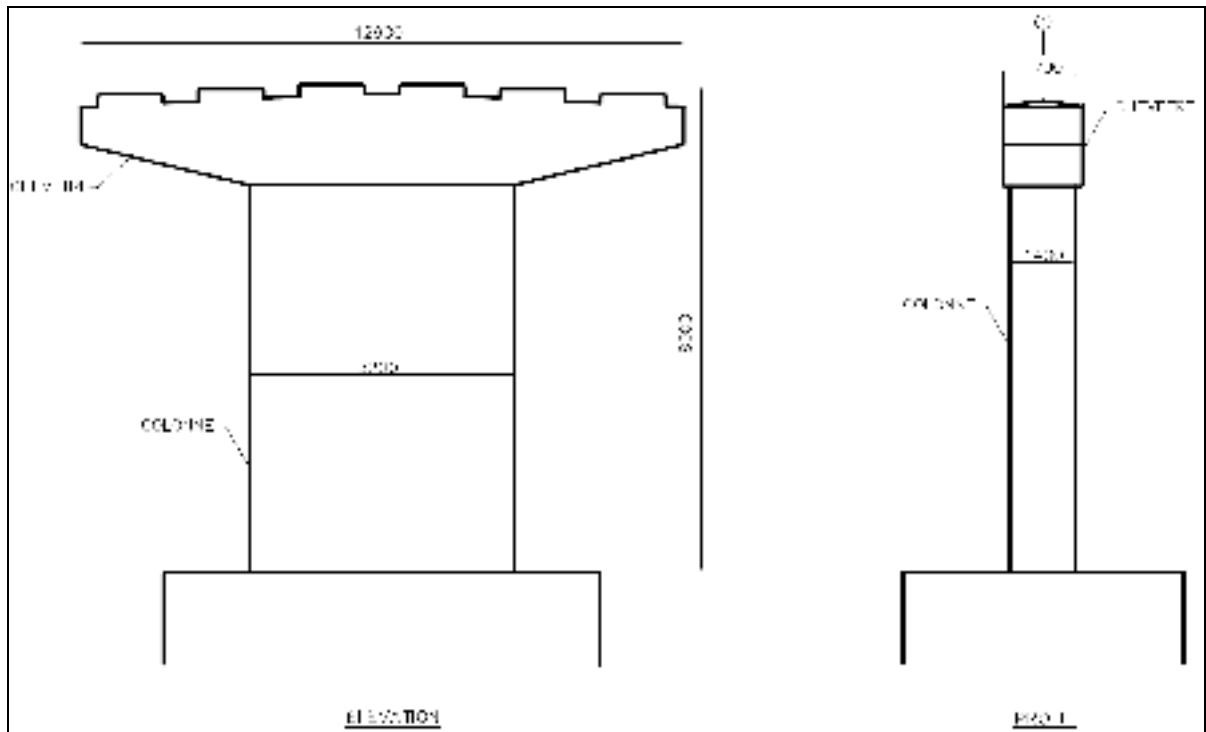


Figure 3.10 Élévation et profil de la pile du pont de référence

Le modèle est muni d'appuis mobiles aux culées (axe 1 et 3) et d'appuis fixes à la pile centrale (axe 2). L'encastrement de la colonne se situe au niveau supérieur de la semelle. La Figure 3.11 illustre la schématisation des systèmes d'appuis du modèle.

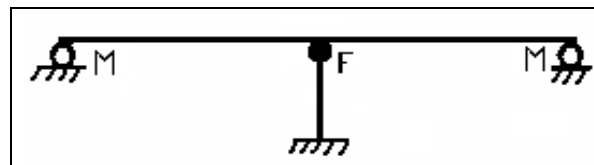


Figure 3.11 Schématisation des systèmes d'appuis du modèle de référence

3.2.3 Identification de l'analyse sismique

Tout d'abord, la norme sur le calcul des ponts autoroutiers canadien (CSA-S6-06, 2006) affiche clairement les étapes à suivre lors de conception parasismique. Quatre méthodes d'analyses sont prescrites par la norme et sont sélectionnées en fonction de deux critères principaux (CSA-S6-06, 2006), soit avec le coefficient de rendement sismique et la catégorie d'importance du pont.

La zone de rendement sismique est obtenue avec le rapport d'accélération de la zone A identifier par la norme canadienne CSA-S6-06 (2006). Le rapport d'accélération de la zone A est obtenu à partir de la carte de l'accélération horizontale maximale (AHM) spécifique à une localité [Figure 3.12].

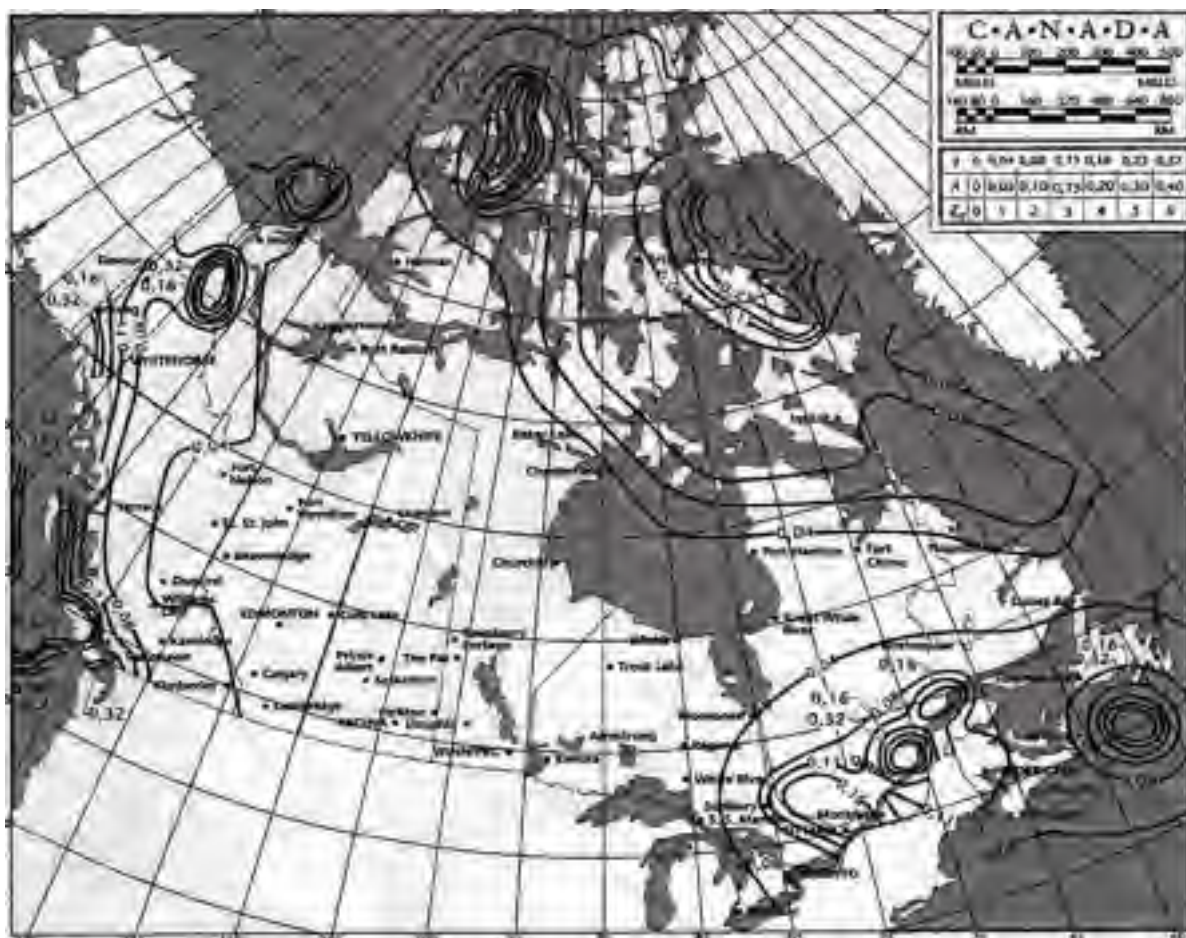


Figure 3.12 Carte des isolignes des crêtes d'accélération horizontale du sol - 10% en 50 ans
Tirée de la norme CSA S6-06 (2006, p. 97)

L'identification de la catégorie d'importance du pont représente le deuxième critère permettant la sélection de la méthode d'analyse sismique. Celui-ci identifie trois catégories des ponts, les ponts de secours, les ponts d'urgence et les autres ponts. À cet égard, le modèle de pont à l'étude est classé dans la catégorie « autres ponts », soit le critère le moins élevée de la norme CSA-S6-06 (2006).

Selon la norme CSA-S6-06, la ville de Montréal a un rapport d'accélération de la zone A égale à 0,2 ou de 0,16 AHM [Figure 3.12]. Pour la catégorie « autres ponts » et avec le rapport d'accélération de la zone A, le Tableau 3.5 montre le processus d'identification de la

zone de rendement sismique du pont de référence. Un rendement sismique égal à 3 est donc considéré.

Tableau 3.5 Zones de rendement sismique
Tiré de la norme CSA S6-06 (2006, p.127)

Accélération horizontale maximale (AHM), g, ayant une probabilité de dépassement de 10 % en 50 ans	Rapport d'accélération de la zone, A	Zone de rendement sismique	
		Ponts de secours [article 4.4.2 a)]	Ponts d'urgence et autres ponts [alinéas b) et c) de l'article 4.4.2]
$0,00 \leq AHM < 0,04$	0	2	1
$0,04 \leq AHM < 0,08$	0,05	2	1
$0,08 \leq AHM < 0,11$	0,1	3	2
$0,11 \leq AHM < 0,16$	0,15	3	2
$0,16 \leq AHM < 0,23$	0,2	3	3
$0,23 \leq AHM < 0,32$	0,3	4	4
0,32 et plus	0,4	4	4

Le Tableau 3.6 identifie la méthode d'analyse sismique minimale en fonction du niveau de rendement sismique et selon la catégorie d'importance du modèle de référence. La norme CSA-S6-06 prescrit donc une analyse par la charge uniforme comme méthode d'analyse minimale [Tableau 3.6].

Tableau 3.6 Critères d'identification d'analyse sismique des ponts à travées multiples
Tiré de la norme CSA S6-06 (2006, p.129)

Zone de rendement sismique	Ponts de secours		Ponts d'urgence		Autres ponts	
	Réguliers	Irréguliers	Réguliers	Irréguliers	Réguliers	Irréguliers
1		—	Aucune (voir l'article 4.4.5.1)	Aucune (voir l'article 4.4.5.1)	Aucune (voir l'article 4.4.5.1)	Aucune (voir l'article 4.4.5.1)
2	MM	MM	CU	MM	CU	MU
3	MM	MD*	MM	MM	CU	MM
4	MM	MD*	MM	MM	MU	MM

*Nécessite une approbation. L'utilisation de la méthode multimodale peut être pertinente dans certains cas.

Légende :

Aucune aucune analyse sismique requise
CU méthode de la charge uniforme (article 4.5.3.1)
MD méthode des diagrammes d'évolution (article 4.5.3.4)
MM méthode spectrale multimodale (article 4.5.3.3)
MU méthode spectrale unimodale (article 4.5.3.2)

Conclusion

Ce chapitre a permis d'identifier l'ensemble des paramètres du modèle utiles aux analyses. Pour ce faire, seul le parc provenant de l'inventaire du ministère du Transport du Québec pour l'année 2010 a été sélectionné dans le cadre de cette recherche.

Les paramètres complémentaires ont permis d'une part de justifier les dimensions de certains éléments structuraux et d'autre part, à identifier la géométrie du modèle. La géométrie complète du tablier a permis d'évaluer les charges permanentes totales. Le détail du calcul de la charge permanente du tablier est montré à l'annexe III.

De plus, cette partie de l'étude a permis d'identifier le type d'analyse sismique requise associée au modèle conformément aux exigences de la norme sur le calcul des ponts autoroutiers canadien (2006), soit une analyse par la méthode de la charge uniforme.

Enfin, une description des limites et étendue de l'étude en ce qui concerne l'analyse sismique du modèle a été effectuée afin d'assurer ces restrictions.

CHAPITRE 4

Analyses dynamiques spectrales multimodales et temporelles

Ce chapitre présente l'ensemble des paramètres utiles aux analyses spectrales multimodales et aux analyses dynamiques linéaires.

4.1 Paramètres d'analyse

Tel que décrit au chapitre 3, la méthode d'analyse prescrite pour l'étude sismique du modèle de référence est l'analyse spectrale multimodale. La norme CSA-S6-06 spécifie certains paramètres relatifs à l'emploi de méthode d'analyse dynamique (spectrale et transitoire).

D'abord, un modèle en trois dimensions doit être élaboré à partir d'un logiciel permettant ce type d'analyses (spectrale et temporelle) et doit également correspondre aux mêmes conditions que l'ouvrage à l'étude (CSA-S6-06, 2006). Le modèle doit représenter avec le plus d'exactitude possible la géométrie, les propriétés des différents matériaux ainsi que le comportement structural. La Figure 4.1 illustre le modèle à l'étude conformément aux différentes caractéristiques définies au chapitre 3.

La norme CSA-S6-06 (2006) spécifie aussi que le nombre de modes requis pour les analyses doit atteindre au minimum 90% de la masse modale. Dans ce sens, le nombre de modes a été fixé à trois.

En ce qui concerne l'estimation des efforts et des déplacements des membrures, selon chacun des modes considérés, celle-ci doit s'effectuer à l'aide d'une méthode de combinaison modale approuvée (CSA-S6-06, 2006). La règle de combinaison modale est la méthode de combinaison quadratique complète (CQC) tandis que la combinaison de la direction des efforts est considérée absolue (100%). Ce choix permet d'extraire l'exactitude des résultats et de pouvoir effectuer manuellement la combinaison des efforts spécifique à la norme (règle de 30%).

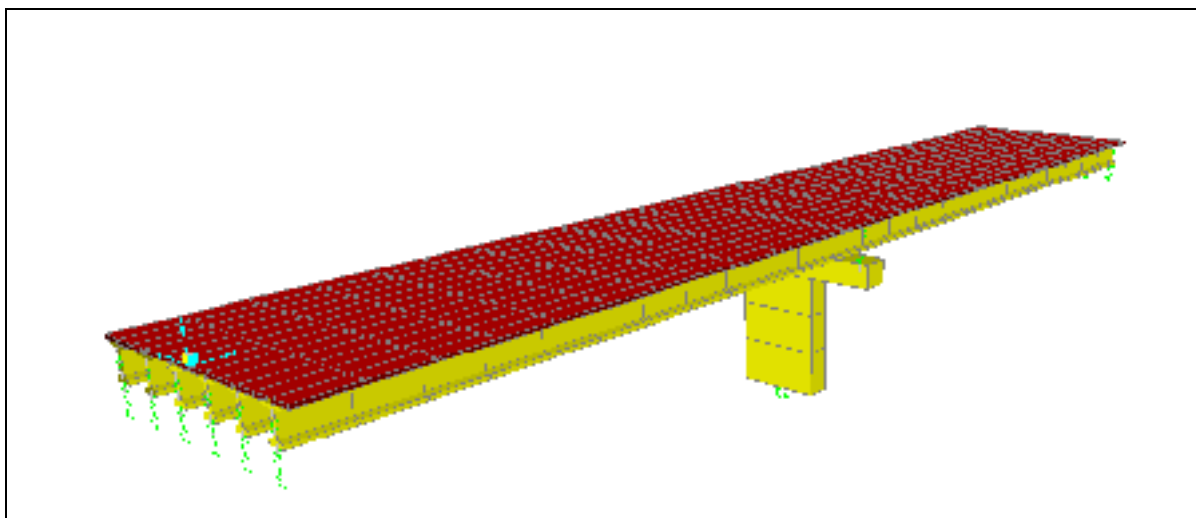


Figure 4.1 Schématisation du modèle de référence selon SAP 2000

4.1.1 Paramètres d'analyse spectrale multimodale

L'analyse prescrite par la norme CSA-S6-06 demande l'utilisation du spectre de réponse sismique élastique (C_{sm}) avec une probabilité de dépassement de 10% en 50 ans. Contrairement à celle-ci, les spectres de calcul défini par le code national du bâtiment du Canada pour l'année 2005 ont une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans.

Dans le cadre de cette recherche, la sélection de l'utilisation des spectres de calcul du CNBC (2005) au détriment de la norme CSA-S6-06 (2006) est principalement basée sur le principe qu'elle offre un meilleur niveau de protection contre l'effondrement des structures. De plus, les spectres de calcul du CNBC (2005) montrent une marge plus uniforme contre l'effondrement dû à des événements sismiques majeurs pouvant survenir au Canada (Heidebrecht 2003).

Les différents spectres de réponse associés à la ville de Montréal ont été convertis à partir du spectre de base (site C) selon les différentes conditions de la norme CNBC (2005). Celle-ci prévoit la conversion des spectres par l'entremise du coefficient d'accélération de l'emplacement (F_a) ainsi que par le coefficient de vitesse de l'emplacement (F_v). Toutefois,

l'identification des valeurs de ces deux variables doit être établie pour chacun des types de site et des conditions énoncées par la norme CNBC (2005).

Le Tableau 4.1 donne la valeur des coefficients d'accélération (F_a) pour chaque catégorie d'emplacement en fonction de l'accélération spectrale à 0,2 seconde. Le Tableau 4.2 présente pour sa part les coefficients de vitesse de l'emplacement (F_v) pour chaque catégorie d'emplacement en fonction de l'accélération spectrale à 1.0 seconde.

Tableau 4.1 Valeur de F_a en fonction de la catégorie de site et de la valeur de $S_a(0.2)$
Tiré du CNBC 2005 - Volume 1 (2005, page 4-22)

Catégorie d'emplacement	Valeurs de F_a				
	$S_a(0.2) \leq 0.25$	$S_a(0.2) = 0.50$	$S_a(0.2) = 0.75$	$S_a(0.2) = 1.00$	$S_a(0.2) \geq 1.25$
A	0.7	0.7	0.8	0.8	0.8
B	0.8	0.8	0.9	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
D	1.3	1.2	1.1	1.1	1.0
E	2.1	1.4	1.1	0.9	0.9
F	III	III	IV	III	II

Tableau 4.2 Valeur de F_v en fonction de la catégorie de site et de la valeur de $S_a(1.0)$
Tiré du CNBC 2005 - Volume 1 (2005, page 4-22)

Catégorie d'emplacement	Valeurs de F_v				
	$S_a(1.0) \leq 0.1$	$S_a(1.0) = 0.2$	$S_a(1.0) = 0.3$	$S_a(1.0) = 0.4$	$S_a(1.0) \geq 0.5$
A	0.5	0.5	0.5	0.8	0.8
B	0.6	0.7	0.7	0.8	0.8
C	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
D	1.4	1.2	1.2	1.1	1.1
E	2.1	2.0	1.9	1.7	1.7
F	III	II	II	III	II

Le Tableau 4.3 présente un sommaire des valeurs des coefficients d'accélération de l'emplacement (F_a) ainsi que les coefficients de vitesse de l'emplacement (F_v).

Tableau 4.3 Coefficients F_a et F_v pour la ville de Montréal selon la catégorie de site

Type de sol	F_a	F_v
A	0,78	0,50
B	0,88	0,64
C	1,00	1,00
D	1,12	1,36
E	1,17	2,06

La Figure 4.2 montre la règle de calcul de la norme CNBC (2005) à considérer lors de la transformation du spectre pour chacune des périodes.

$$\begin{aligned}
 S(T) &= F_a S_a(0,2) \text{ si } T \leq 0,2 \text{ s} \\
 &= F_v S_a(0,5) \text{ ou } F_a S_a(1,2), \text{ soit la plus petite valeur si } T = 0,5 \text{ s} \\
 &= F_v S_a(1,0) \text{ si } T = 1,0 \text{ s} \\
 &= F_v S_a(2,0) \text{ si } T = 2,0 \text{ s} \\
 &= F_v S_a(2,0)/2 \text{ si } T > 4,0 \text{ s}
 \end{aligned}$$

Figure 4.2 Critère de calcul pour la transformation du spectre du CNBC 2005.
Tirée du CNBC - Volume 1 (2005, page 4-21)

Le Tableau 4.4 présente les cinq spectres de calcul pour la ville de Montréal transformés selon cinq catégories de site.

Tableau 4.4 Spectres de calcul pour la ville de Montréal selon les cinq catégories de site

Périodes (T)	A	B	C	D	E
0,2	0,54	0,60	0,69	0,78	0,81
0,5	0,17	0,22	0,34	0,46	0,7
1	0,070	0,090	0,14	0,19	0,29
2	0,024	0,031	0,048	0,065	0,099
4	0,012	0,015	0,024	0,033	0,049

Par ailleurs, dans le contexte des analyses dynamiques linéaires, la considération de la fissuration du béton à la pile a été un élément qui a été ajusté selon les paramètres suivants : $0,5EI_g$ et $0,5(5/6) GA_g$ pour les rigidités en flexion et en cisaillement dans la direction faible de la pile. En ce qui concerne l'axe fort, on a utilisé $0,7EI_g$ et $0,7(5/6) GA_g$. La définition des variables est respectivement le module d'élasticité du béton (E), le moment d'inertie de la colonne (I_g), le module de cisaillement (G) et la section brute de la pile (A_g). Il importe de spécifier également que l'ensemble des analyses a été effectué en supposant un coefficient d'amortissement critique (β) constant de 5%.

De plus, la norme CSA-S6-06 demande lors d'analyse sismique de diviser l'effort sismique calculé par le coefficient de modification de réponse [Tableau 4.5]. Les deux valeurs applicables au modèle proposé s'estiment à 2 pour l'axe fort et à 3 pour l'axe faible (longitudinal).

Tableau 4.5 Coefficients de modification de réponse
Tiré de CSA-S6-06 (2006, page 132)

Tableau 4.5 Coefficients de modification de réponse, R (voir les articles 4.4.7.1, 4.4.8.1, 4.4.10.4.2 et 4.12.2)	
Élément de fondation ductile	Coefficient de modification de réponse, R
Pilés-murs — dans la direction de la dimension la plus grande	2,0
Chevêtres sur pieux en béton armé	
pieux verticaux seulement	3,0
avec pieux inclinés	2,0
Poteaux simples	
en béton armé ductile	3,0
en acier ductile	3,0
Chevêtres sur pieux en acier ou mixtes acier-béton	
pieux verticaux seulement	5,0
avec pieux inclinés	3,0
Charpentes à poteaux multiples	
en béton armé ductile	5,0
poteaux ou charpentes en acier ductile	5,0
Charpentes contreventées	
contreventements en acier ductile	4,0
contreventements en acier à ductilité nominale	2,5
Note : Voir les articles 4.7 et 4.8 sur les exigences de conception et de réalisation des détails.	

4.1.2 Paramètres d'analyse dynamique transitoire linéaire

Les exigences de la norme CSA-S6-06 (2006) en ce qui concerne les analyses dynamiques transitoires (diagrammes d'évolution) sont sensiblement les mêmes que celles de l'analyse spectrale multimodale, mais en prenant soin de mentionner que les séismes sélectionnés doivent représenter le site, la localité de l'ouvrage et le type de mouvement du sol. De plus, la norme CSA-S6-06 demande un minimum de cinq séismes compatibles avec le spectre de calcul du site lorsqu'aucun accélérogramme historique propre à un site n'est disponible.

Les séismes retenus pour les analyses dynamiques transitoires linéaires sont ceux identifiés au chapitre 2 et illustrés à l'annexe II. Cinq séismes sont étudiés et transformés sur cinq types de sol pour un total de 25 analyses transitoires linéaires.

L'orientation des composantes orthogonales des séismes lors des analyses transitoires couvre 180° . La variation de l'angle s'effectue par pas de 30° pour chacune des deux composantes orthogonales permettant de couvrir l'ensemble de la réponse et d'identifier le vecteur maximum.

4.2 Évaluation des résultats

L'évaluation des résultats des analyses transitoires et spectrales est divisée en deux parties. Ceux-ci sont comparés d'abord sur l'interaction bidirectionnelle (vecteurs réponses) des moments fléchissant à la base de la pile puis, sur le taux d'armature requis.

4.2.1 Interaction bidirectionnelle

La résistance de la pile soumise à des efforts de flexion biaxiale et d'un effort en compression est déterminée selon la relation de trois paramètres de calcul, soit : l'effort axial P_n et les moments de flexion M_{nx} et M_{ny} . L'effet de la contribution biaxiale du moment fléchissant à la colonne, pour la même charge en compression, est comparable à la sollicitation simultanée des excentricités e_x et e_y par rapport aux deux axes principaux de la section.

Afin de déterminer les vecteurs de sollicitations (P , M_x , M_y) les plus critiques obtenues par analyse spectrale ($R_{30\%}$) et analyse transitoire (R_{TH}), un dimensionnement en flexion biaxiale de la pile a été fait à l'aide du logiciel SPColumn (2012). Le logiciel SPColumn (2012) permet de déterminer la surface de rupture de la pile (résistance biaxiale) et de la superposer à l'ensemble des sollicitations obtenues par les analyses spectrales et transitoires. Par ailleurs, les deux combinaisons de chargements suivantes ont été considérées, conformément aux exigences de la norme CSA-S6-06 (2006) :

$$\begin{matrix} 0.8P + E \\ 1.25P + E \end{matrix}$$

(4.1)

Dans l'équation (4.1), P représente l'effort axial dû aux charges permanentes et E l'effort dû aux charges sismiques. La Figure 4.3 montre la comparaison des vecteurs réponses maximaux obtenue par analyses spectrales et transitoires.

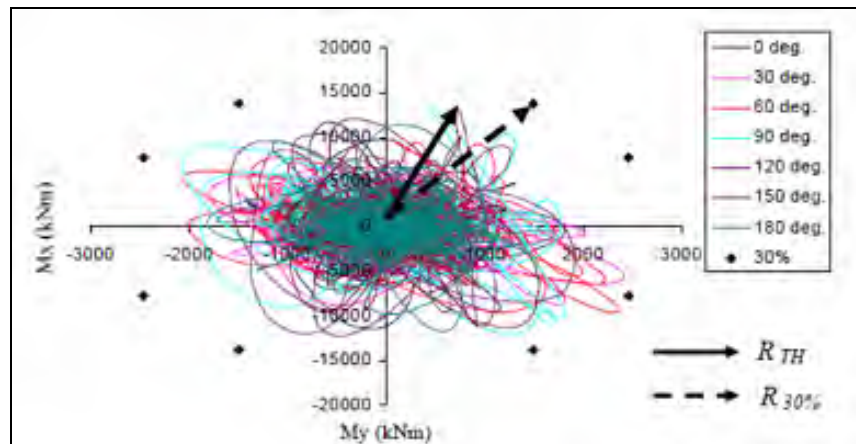


Figure 4.3 Comparaison des vecteurs réponses maximales
Tirée de Khaled (2010, p. 166)

L'identification des vecteurs réponses maximales est la base de l'évaluation de l'influence de la règle de combinaison 30%. Le principe consiste à comparer la réponse vectorielle maximale obtenue à l'aide de la règle des 30% (analyse spectrale) avec la réponse vectorielle maximale obtenue à l'aide de l'analyse transitoire. Le vecteur maximal obtenu par l'analyse transitoire est considéré comme étant la valeur exacte la plus probable pouvant solliciter les piles de ponts lors d'un séisme bidirectionnel.

L'évaluation de l'erreur (relative et absolue) de la validité de la règle de 30% sous l'influence de la classification des sols est considérée selon l'équation (4.2). Cette mesure [équation (4.2)] permet d'évaluer la surestimation ou la sous-estimation de la réponse de la règle 30% par rapport à la réponse maximale probable. De ce fait, si l'erreur relative est positive, cela

signifie que la règle de 30% surestime, tandis que si l'erreur relative est négative, cela signifie que la règle de 30% sous-estime.

$$\left[\frac{\vec{R}_{30\%} - \vec{R}_{TH}}{\vec{R}_{TH}} \right] \times 100$$

(4.2)

Où $R_{30\%}$ et R_{TH} se définissent respectivement comme le vecteur maximal des composantes horizontales du mouvement sismique de la règle de 30% et le vecteur maximal des composantes horizontales du mouvement sismique des séismes de référence.

4.2.2 Taux d'armature requis à la pile

La deuxième méthode de vérification de la validité de la règle 30 % est d'évaluer le taux d'armature requise dans la pile.

L'utilisation du logiciel SPColumn (2012) permet dans un deuxième temps d'effectuer la conception de la colonne en fonction de paramètre spécifique. Le principe de dimensionnement de la colonne est basé sur la norme CSA-S6-06 (2006). Le Tableau 4.6 montre un sommaire des propriétés considérées pour l'analyse de la pile.

Tableau 4.6 Sommaire des paramètres pour l'évaluation du taux d'armature requis

Paramètre	Choix
Dimension colonne	3200 x 1400 mm
Øc	0,75
Øs	0,90
β1	0,8825
εc	0,0035 mm/mm
f _c	35 Ma
E _c	26273 MPa
E _s	200 GPa
F _y	400 MPa
s min. (55M)	1,5 d = 82,5 mm
s max.	200 mm - (N/A)
As requis	Surface d'acier minimum de conception
As min	N/A
As max	0,08 Ag
Recouvrement	75 mm
Armature longitudinale	15M à 55M
Élancement colonne	N/A
PD (8703 kN)	10879 - 6962

L'évaluation du pourcentage d'acier de la section de la pile est identifiée en fonction du taux d'armature requis (As_r) et la surface totale de la colonne (Ag). L'équation (4.3) montre la règle utilisée pour l'évaluation du pourcentage d'acier.

$$\rho r\% = \left[\frac{As_r}{Ag} \right] \times 100$$

(4.3)

Tel que pour l'évaluation de l'erreur de la validité de la règle de 30%, l'équation (4.4) permet l'estimation de l'erreur relative et absolue du pourcentage d'acier requis. Cette mesure [équation (4.4)] permet d'évaluer la surestimation ou la sous-estimation de la réponse de la règle 30% par rapport au taux d'armature requis à la pile. De ce fait, si l'erreur relative est

positive, cela signifie que la règle de 30% surestime, tandis que si l'erreur relative est négative, cela signifie que la règle de 30% sous-estime.

$$\left[\frac{\rho_{30\%} - \rho_{TH}}{\rho_{TH}} \right] \times 100$$

(4.4)

Où $\rho_{30\%}$ et ρ_{TH} se définissent respectivement comme le taux d'armature requis en flexion selon la règle de 30% et le taux d'armature requis en flexion associée aux séismes de référence. Il importe de mentionner que l'armature due à la torsion dans la colonne n'a pas été considérée.

Conclusion

En premier lieu, il a été permis d'identifier les paramètres essentiels aux analyses dynamiques (spectrales multimodales et transitoire). Ceci a permis l'élaboration d'un modèle en trois dimensions qui tient compte de la géométrie proposée au chapitre 3, au nombre de mode d'analyse et à la méthode de combinaison modale conformément à la norme CSA-S6-06 (2006).

De plus, cette partie a permis d'identifier les spectres de calcul nécessaires aux analyses spectrales multimodales. L'utilisation des spectres de la norme CNBC (2005) a été retenue afin d'offrir une marge plus uniforme contre l'effondrement dû à des événements sismiques majeurs au Canada.

L'identification des paramètres utiles aux analyses dynamiques transitoires est présentée. L'analyse transitoire a un nombre d'analyses égale au nombre de séismes identifiés au chapitre 2.

Les caractéristiques et le principe à la base de chacune des méthodes de validation de la règle de combinaison de 30% sont présentés. La première étant celle de la comparaison des composantes bidirectionnelles simultanées tandis que la seconde évalue le pourcentage d'acier requis à la pile. Ces deux méthodes de comparaison permettent l'évaluation de l'influence de la classification des sols sur la demande des piles.

CHAPITRE 5

Identification et comparaison des résultats d'analyses

Ce chapitre présente les résultats obtenus à l'aide des analyses du chapitre 4. Ceux-ci sont traités en deux phases, d'une part en fonction de la demande sismique (moments fléchissants à la base des piles) et d'autre part en fonction du taux d'armature requis, et ce, pour chaque classe de sol considérée dans cette étude.

5.1 Identification des demandes sismiques

Les analyses spectrales multimodales réalisées sur le modèle de pont étudié ont permis de déterminer les moments fléchissants maximums dans les deux directions principales du pont. Les moments fléchissants obtenus ont été combinés selon la règle de combinaison des 30% (voir Eq. 1-8) pour obtenir les vecteurs réponses maximums R1 et R2 [Tableau 5.1]. Les résultats exhaustifs de la demande sismique des analyses spectrales multimodales sont présentés à l'annexe IV. Tel que décrit au chapitre 4, le vecteur résultant critique $R_{30\%}$ représente le vecteur réponse le plus proche de la surface de rupture de la pile.

Tableau 5.1 Vecteurs maximaux des analyses spectrales multimodales selon la règle 30%

Vecteur Moment maximum	Sol A		Sol B		Sol C		Sol D		Sol E	
	M_x (K.Nm)	M_y (K.Nm)	M_x (K.Nm)	M_y (K.Nm)	M_x (K.Nm)	M_y (K.Nm)	M_x (K.Nm)	M_y (K.Nm)	M_x (K.Nm)	M_y (K.Nm)
R1	5811.8	2581.8	6660.1	3419.6	8225.7	5163.7	9791.2	7007.8	11615.5	10696.0
R2	19372.6	774.6	22200.4	995.9	27418.9	1549.1	32637.4	2102.3	48718.2	3208.8
Rmax	19372.6	774.6	22200.4	995.9	27418.9	1549.1	32637.4	2102.3	48718.2	3208.8
$R_{30\%}$	19488		22224		27463		32705		48851	

Dans un autre ordre d'idées, les analyses dynamiques linéaires, réalisées sur le modèle de pont, ont permis d'identifier la demande longitudinale et transversale maximale ainsi que les

vecteurs résultants maximums selon chacun des séismes de référence à l'étude. Le Tableau 5.2 présente les vecteurs maximums de chacune des analyses.

Tableau 5.2 Vecteurs maximales des analyses dynamiques (séismes de référence)

	Vecteur Moment fléchissant - KNm				
Séisme	Sol A	Sol B	Sol C	Sol D	Sol E
Chicoutimi Nord	12439	13642	53243	20050	16014
Les Éboulements	19546	23171	34859	28518	22591
Saint-André	37434	43001	50356	55798	17227
Nahanni	25866	38999	44970	52572	46548
Ottawa	26573	33083	43684	42215	63569
Moyenne	24372	30379	45422	39831	33190
Écart-type	6703	9578	5102	12437	17495

Les résultats pour chacune des analyses ont été obtenus selon la même méthodologie que pour les analyses spectrales multimodales. Les résultats exhaustifs de la demande sismique de chacun des séismes de référence en fonction de chaque classe de sol sont présentés à l'annexe V.

5.2 Taux d'armature requis dans les piles

Suite à l'identification des vecteurs résultants maximums [Tableau 5.1] pour chacune des classes de sol, le taux d'armature requis dans les piles a été déterminé afin d'évaluer l'influence de la règle des 30% sur le design [Tableau 5.3]

Tableau 5.3 Taux d'armature requis des analyses multimodales selon la règle 30%

	Sol A	Sol B	Sol C	Sol D	Sol E
$\rho_{30\%}$	0,40	0,53	0,80	1,07	1,41

L'évaluation de la demande sismique exacte associée au vecteur résultant maximal des analyses dynamiques transitoires multiples [Tableau 5.2] a également permis de déterminer le taux d'armature requis [Tableau 5.4] selon les différents séismes à l'étude. L'évaluation du taux d'armature requis des vecteurs maximums a été réalisée selon la même méthodologie que pour les analyses spectrales multimodales.

Tableau 5.4 Taux d'armature obtenus à l'aide des analyses dynamiques transitoires multiples

Séisme	Sol A	Sol B	Sol C	Sol D	Sol E
Chicoutimi Nord	0,22	0,22	2,12	0,44	1,25
Les Éboulements	0,41	0,58	1,14	0,84	2,01
Saint-André	1,27	1,56	1,90	2,23	1,38
Nahanni	0,71	1,34	1,67	2,12	1,67
Ottawa	0,74	1,07	1,56	1,54	2,79
Moyenne	0,7	1,0	1,7	1,4	1,8
Écart-type	0,3	0,4	0,3	0,6	0,5

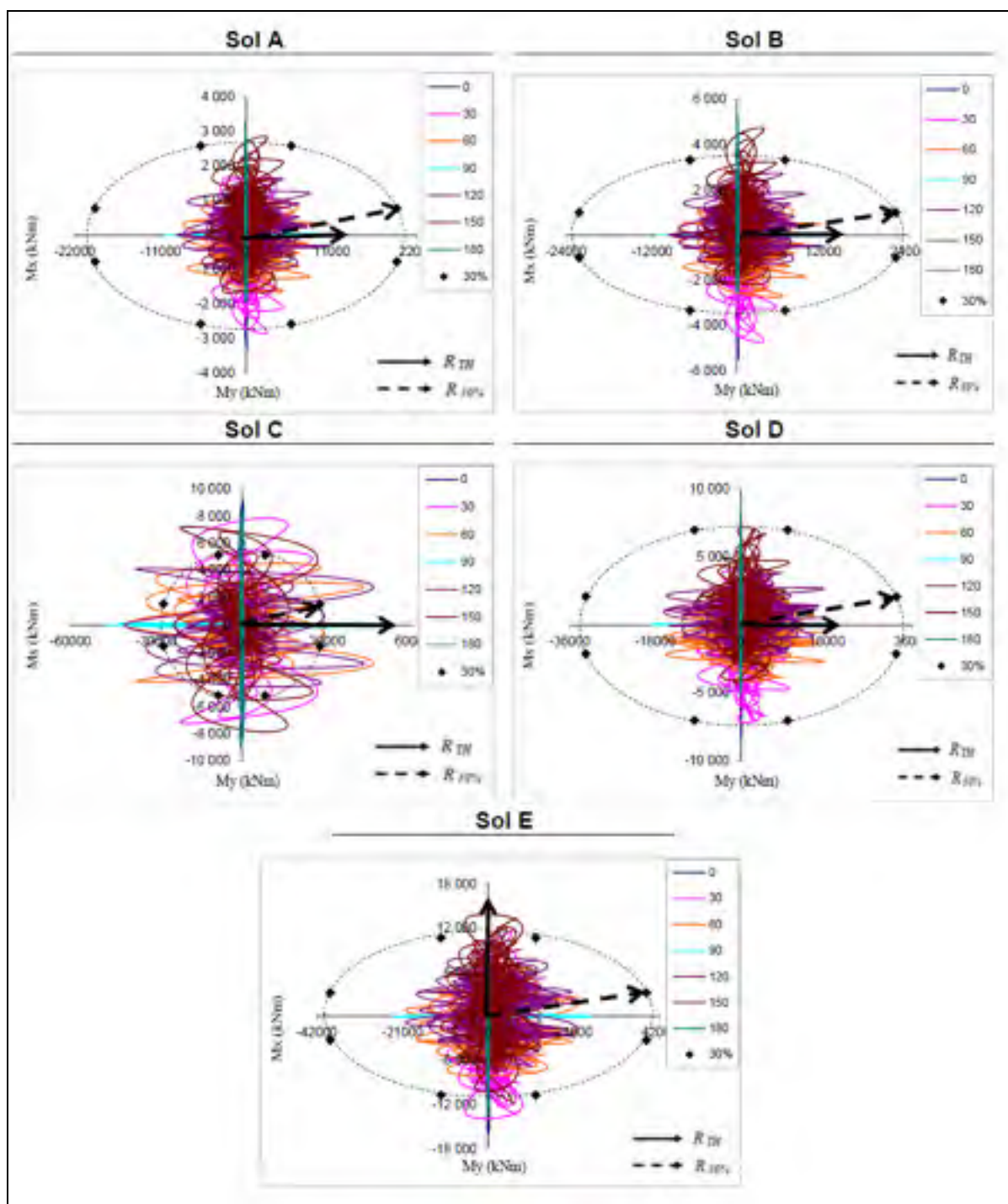
5.3 Comparaison des résultats

La comparaison des résultats d'analyses décrits au chapitre 4 est établie en évaluant l'erreur relative et absolue de la règle de combinaison 30% relativement aux efforts réels sous l'effet simultané des composantes horizontales des séismes. Pour ce faire, l'évaluation de l'erreur de

la demande sismique ainsi que du taux d'armature requis est nécessaire pour quantifier l'effet de la classification des sols sur la demande des piles du pont.

5.3.1 Comparaison de la demande sismique

En premier lieu, le principe de comparaison des vecteurs réponses maximales est basé sur la demande sismique bidirectionnelle la plus élevée, et ce, tant pour l'ensemble des analyses spectrales que pour les analyses dynamiques transitoires. Afin d'identifier le vecteur maximal, une vérification de l'ensemble des réponses a été effectuée. De ce fait, le vecteur résultant étant le plus près de la surface de rupture de la section de la pile est considéré comme étant le vecteur le plus critique. Les vecteurs réponses maximums obtenus à l'aide de la règle de combinaison des 30% (analyses spectrales multimodales) et ceux des séismes (analyses dynamiques transitoires multiples) sont comparés afin d'évaluer la validité de la règle des 30%. À cet effet, la Figure 5.1 présente, pour le séisme du Saguenay-Chicoutimi Nord et pour chaque classe de sol, la comparaison de la demande sismique biaxiale (M_x , M_y) estimée à l'aide de la règle des 30% à la demande sismique exacte obtenue par analyses dynamiques multiples. L'ensemble des résultats de la réponse sismique de chacun des séismes de référence en fonction de chaque classe de sol est présenté aux annexes V et VI.



L'évaluation de l'erreur relative de la règle de combinaison de 30% selon l'équation (4.2) est réalisée. L'erreur relative est calculée pour chacun des vecteurs et de la classe de sol considérés dans le cadre de cette étude [Tableau 5.5].

Tableau 5.5 Erreur relative de la réponse sismique critique

Séisme	Sol A	Sol B	Sol C	Sol D	Sol E
Chicoutimi Nord	55,9%	62,9%	-48,4%	63,1%	142,6%
Les Éboulements	-0,8%	-4,1%	-21,2%	14,7%	72,0%
Saint-André	-48,2%	-48,3%	-45,5%	-41,4%	125,5%
Nahanni	-25,0%	-43,0%	-38,9%	-37,8%	-16,5%
Ottawa	-27,0%	-32,8%	-37,1%	-22,5%	-38,9%
Moyenne	-9,0%	-13,1%	-38,2%	-4,8%	56,9%
Écart-type	0,29	0,34	0,07	0,35	0,68

Les erreurs relatives ont été déterminées pour les cinq classes de sol considérées, soit les sols de classe A, B, C, D, et E. L'erreur relative est en moyenne égale à -9% avec un écart-type de 29% pour un sol de classe A, -13,1% avec un écart-type de 34% pour un sol de classe B, -38,2% avec un écart-type de 7% pour un sol de classe C, -4,8% avec un écart-type de 35% pour un sol de classe D, et 56,9% avec un écart-type de 68% pour un sol de classe E. On rappelle qu'une valeur négative de l'erreur relative indique une sous-estimation de la réponse exacte par la règle des 30% alors qu'une valeur positive indique une surestimation de la réponse exacte.

Ces résultats indiquent que, dans la plupart des cas (sols de classe A, B, C et D), la règle des 30% sous-estime la réponse sismique exacte calculée à l'aide des analyses dynamiques transitoires, comme on peut le voir à la Figure 5.2. Pour un pont fondé sur un sol de classe E, la règle des 30% a plutôt tendance à surestimer la réponse sismique exacte.

Par ailleurs, si on fait abstraction des résultats obtenus pour un sol de classe D, on constate que l'erreur relative moyenne en valeur absolue augmente de façon considérable lorsqu'on passe d'un sol de classe A (roc), avec une erreur de 9%, à un sol de classe E (sol très mou) avec une erreur de près de 57% [Figure 5.2].

De plus, la distribution de l'erreur relative de la demande sismique maximale permet d'évaluer un écart-type compris entre 7% et 68 %. Il est intéressant de constater que l'écart type demeure relativement constant pour les sols de classe A, B et D avec un écart-type compris entre 29% et 35% tandis que pour les sols de classe C et E, les écarts-types varient de 7% à 68%. Les écarts-types élevés obtenus montrent que les résultats sont plus ou moins dispersés. La dispersion des résultats est en grande partie attribuable au nombre relativement faible de séismes historiques utilisés.

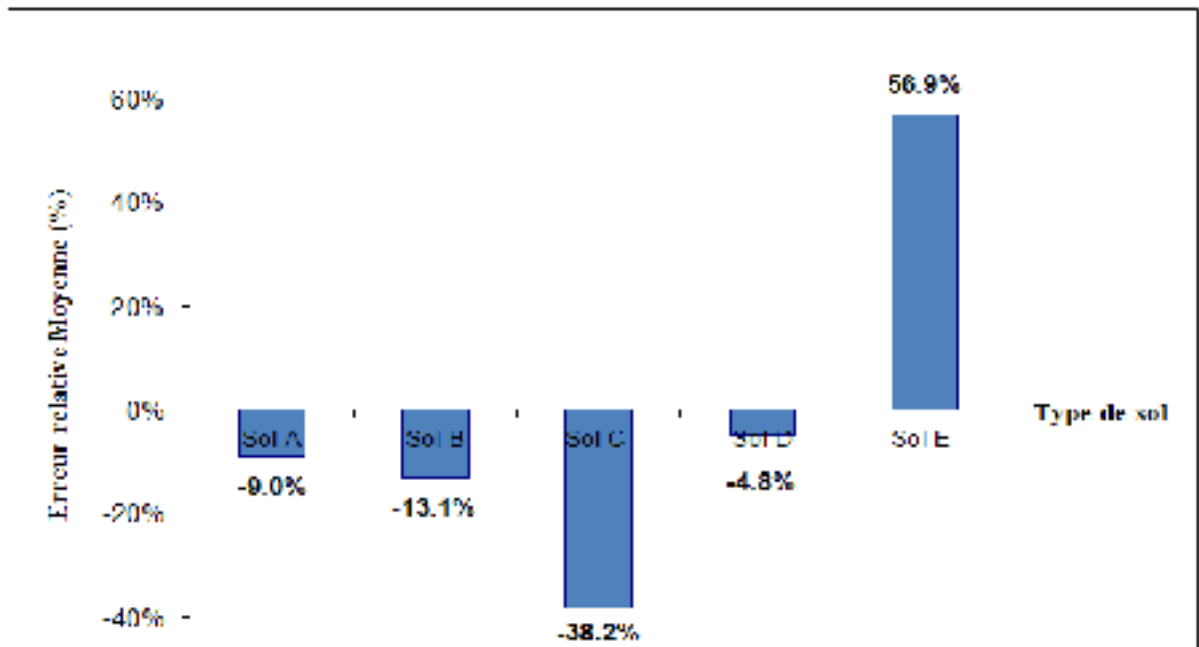


Figure 5.2 Distribution de l'erreur relative moyenne de la réponse sismique maximale

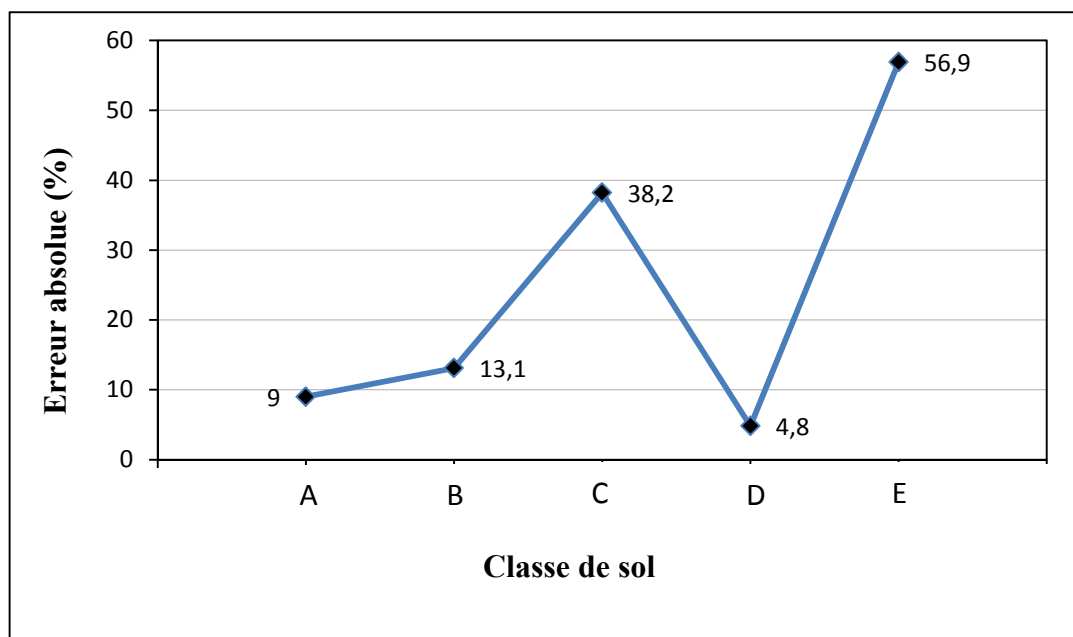


Figure 5.3 Variation de l'erreur relative moyenne en valeur absolue

Les erreurs absolues ont aussi été déterminées pour chaque classe de sol. Lorsque l'on regarde l'erreur absolue moyenne de la réponse sismique critique en fonction de la classification des sols, celle-ci est relativement constante et se situe entre 31,4% et 38,2% pour les sols de classe A à D [Tableau 5.6], tandis que pour le sol de classe E, une erreur absolue de 79,1% est observée. L'écart type de la distribution de l'erreur absolue varie entre 10,6% et 54,2%

Tableau 5.6 Erreur absolue, en %, de la réponse sismique critique

Séisme	Sol A	Sol B	Sol C	Sol D	Sol E
Chicoutimi Nord	55,9	62,9	48,4	63,1	142,6
Les Éboulements	0,8	4,1	21,2	14,7	72,0
Saint-André	48,2	48,3	45,5	41,4	125,5
Nahanni	25,0	43,0	38,9	37,8	16,5
Ottawa	27,0	32,8	37,1	22,5	38,9
Moyenne	31,4	38,2	38,2	35,9	79,1
Écart-type	21,7	21,9	10,6	18,7	54,2

5.3.2 Comparaison du taux d'armature requis

Le principe de comparaison des taux d'acier d'armature requis pour les piles est basé sur le vecteur sismique maximal, et ce, tant pour les analyses spectrales que pour les analyses dynamiques transitoires. L'erreur relative est calculée pour chacun des vecteurs et chacune des classes de sol [Tableau 5.7].

Tableau 5.7 Résultat de l'erreur relative du taux d'armature requis

Séisme	Sol A	Sol B	Sol C	Sol D	Sol E
Chicoutimi Nord	81,8%	140,9%	-62,3%	143,2%	12,8%
Les Éboulements	-2,4%	-8,6%	-29,8%	27,4%	-29,9%
Saint-André	-68,5%	-66,0%	-57,9%	-52,0%	2,2%
Nahanni	-43,7%	-60,4%	-52,1%	-49,5%	-15,6%
Ottawa	-45,9%	-50,5%	-48,7%	-30,5%	-49,5%
Moyenne	-15,7%	-8,9%	-50,2%	7,7%	-16,0%
Écart-type	0,44	0,60	0,09	0,62	0,19

Concernant l'évaluation de l'erreur relative pour chacune des classes de sol, la distribution de l'erreur relative moyenne permet de constater que la règle de combinaison de 30% sous-estime le taux d'armature requise entre 8,9% et 50,2%, pour les sols de classe A, B, C et E, et surestime de 7,7% le taux d'armature requise pour le sol de classe D [Figure 5.5].

De plus, la répartition de l'erreur relative de la demande sismique maximale montre que l'écart-type est compris entre 9% et 62 %.

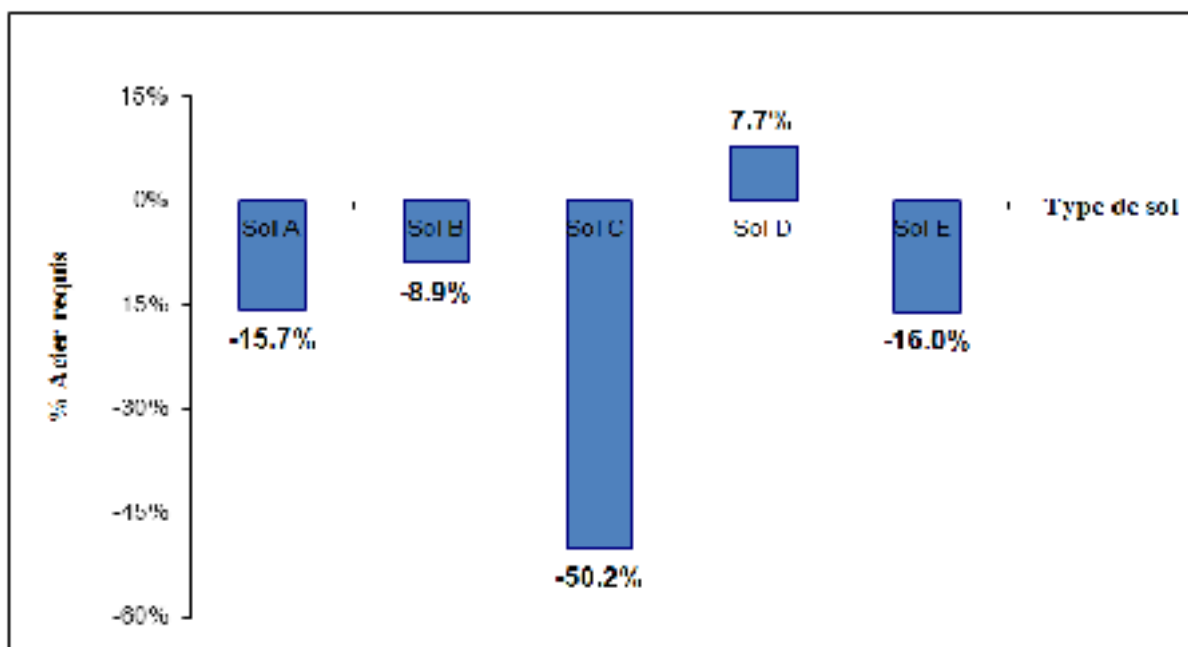


Figure 5.4 Distribution de l'erreur relative moyenne du taux d'armature requis

Lorsque l'on regarde la distribution de l'erreur absolue moyenne du taux d'armature requis en fonction des classes de sol, celle-ci est relativement constante à 20%.

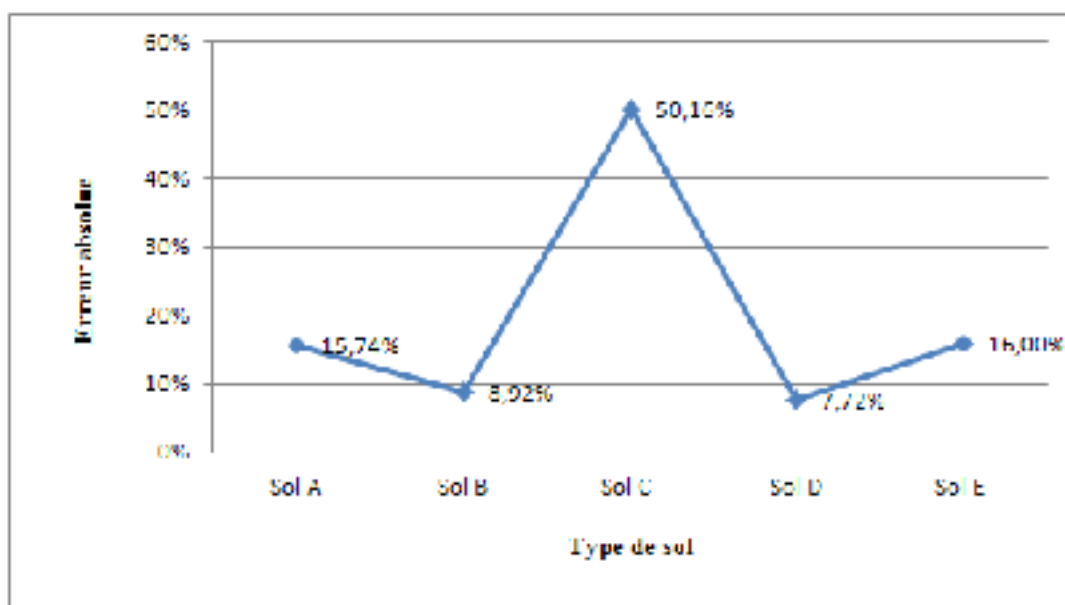


Figure 5.5 Distribution de l'erreur absolue moyenne du taux d'armature requis

5.4 Analyse des résultats

Sur la base des résultats obtenus, l'effet de la classification des sols sur la demande sismique des piles de ponts sous les séismes bidirectionnels est analysé.

À la lumière de la comparaison des résultats selon la demande sismique maximale, les sols de classe C et E ont un effet marqué sur la demande maximale. Pour un sol de classe C, la règle de 30% semble sous-estimer au maximum l'effort réel des séismes, tandis que pour un sol de classe E, la règle de 30% semble surestimer au maximum l'effort réel des séismes. Ces résultats s'expliquent en partie par la grande variabilité des caractéristiques de ces sols. À cet effet, le sol de classe C, regroupe une très grande série de types de sols (dépôt de sable, dépôt argileux dense (till) et roc tendre) où plusieurs paramètres, telle que la vitesse de cisaillement, le poids volumique, le modèle d'amortissement, le module de cisaillement maximum, etc.), peuvent influencer le comportement du sol. Suite au résultat illustré précédemment, ce type de sol engendre des réponses maximales élevées. Ces résultats s'expliquent probablement en partie par une sous-évaluation des spectres de calcul par l'entremise des coefficients d'accélération (F_a) et de vitesse (F_v) de la norme CNBC 2005.

Lorsque l'on regarde la distribution des résultats associés au taux d'armature requis, il est également possible de constater les mêmes influences. Il importe de mentionner la faible variabilité des erreurs relatives, entre les deux méthodes de comparaison, pour les sols de classe A et B. Toutefois, lorsque l'on regarde la variabilité des résultats, entre les deux méthodes de comparaison, pour les sols de classe C, D et E, nous observons que ces sols ont un effet direct sur l'évaluation du taux d'armature requis. Il a été observé que l'influence du taux d'armature requis dépend également de l'orientation des composantes des vecteurs maximums. En effet, lorsque la composante la plus élevée du vecteur maximal se situe dans l'axe longitudinal (axe faible) du pont, une plus grande quantité d'armatures est requise pour assurer la résistance de la pile. Il est donc permis de croire que l'effet de la classification des sols sur le taux d'armature requis, est fonction de l'orientation des composantes des vecteurs sismiques maximums.

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Conclusions

Pour tenir compte du caractère bidirectionnel des mouvements sismiques, les codes parasismiques modernes prescrivent la règle de combinaison spatiale des 30%. La validité de cette règle de combinaison et l'effet de la catégorisation des sols pour les piles de ponts sont examinés en comparant les résultats obtenus par des analyses dynamiques spectrales à ceux obtenus par des analyses dynamiques temporelles multiples sur un modèle de pont régulier pour les différentes classes de sol définies par le CNBC 2005. Un ensemble de cinq (5) paires d'accélérogrammes historiques caractérisant les mouvements sismiques anticipés dans la région de l'Est du Canada ont été utilisées pour cette étude. Un total de 50 analyses dynamiques spectrales (1 modèle de pont, 2 directions principales, 5 séismes et 5 classes de sol) et 175 analyses dynamiques transitoires (1 modèle de pont, 5 séismes, 7 angles incidents et 5 classes de sol) ont été réalisés sur un modèle de pont régulier. La demande sismique en termes de moments biaxiaux à la base de la pile du pont ainsi que le taux d'armature longitudinale requis a été déterminée et a servi comme paramètres de comparaison pour examiner la validité et la fiabilité de la règle de combinaison des 30%.

Les résultats de cette étude analytique font ressortir les principales conclusions suivantes :

- pour le modèle de pont régulier considéré dans le cadre de cette étude, l'utilisation de la règle des 30% introduit une erreur absolue moyenne de l'ordre de 45% comparativement à la demande sismique obtenue par analyses dynamiques temporelles multiples. Dans le cas des sols de classe A, B, C et D, la règle des 30% sous-estime la demande exacte de près de 16% en moyenne alors qu'elle la surestime de près de 57% dans le cas d'un sol de classe E;
- la classification des sols telle que défini par le CNBC a un impact non négligeable sur l'erreur introduite par l'utilisation de la règle des 30%. De façon générale, l'erreur augmente considérablement lorsqu'on passe d'un sol de classe A (roc) à un sol de classe E (sol très mou). L'erreur relative moyenne en valeur absolue, dans l'estimation de la

demande sismique, introduite par l'utilisation de la règle des 30%, passe de 9% pour un sol de classe A à 57% pour un sol de classe E;

- les limites des erreurs dans le cas du taux d'armature requis des piles, bien que différentes, sont comparables aux limites des erreurs obtenues pour la demande sismique. Dans les deux cas, les limites des erreurs sont jugées trop élevées;
- les résultats de cette étude montrent que la règle des 30% telle que spécifiée actuellement par les codes parasismiques peut conduire à une prédiction erronée de la demande sismique bidirectionnelle et du taux d'armature requis dans le cas des piles de ponts. La dispersion des résultats obtenus indique que la règle de combinaison dépend de la classification des sols. Ceci suggère que la règle de combinaison puisse être améliorée par le biais d'un pourcentage variable qui tiendrait compte de la classification des sols.

Recommandations

Il est aussi recommandé de valider les résultats et les conclusions de cette étude pour d'autres types de ponts et par des analyses non-linéaires et des essais bidirectionnels sur des spécimens de piles de ponts de grande échelle.

Sur la base de cette étude analytique, les recommandations suivantes peuvent être énoncées :

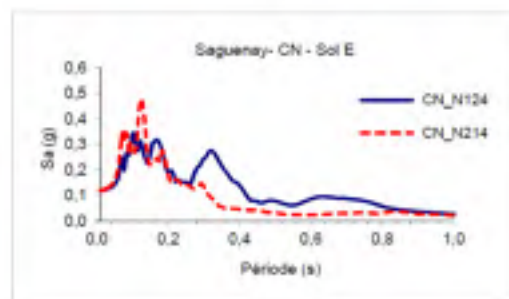
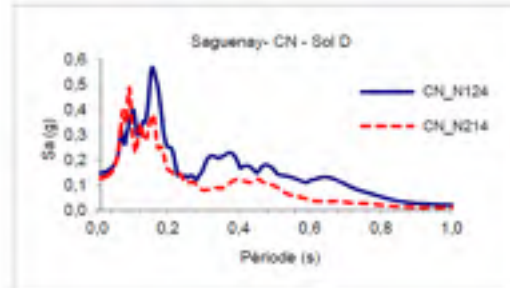
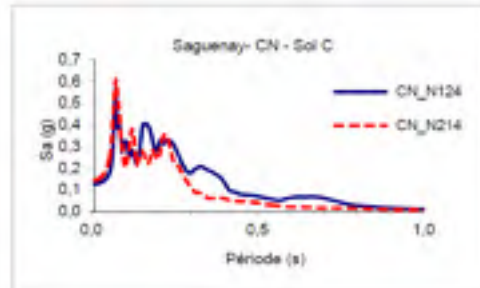
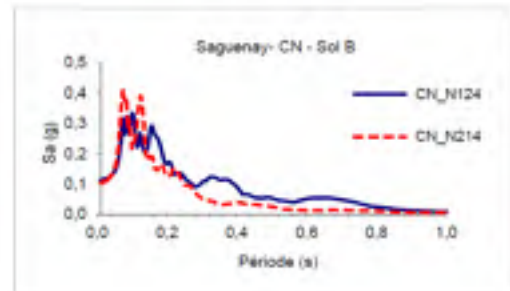
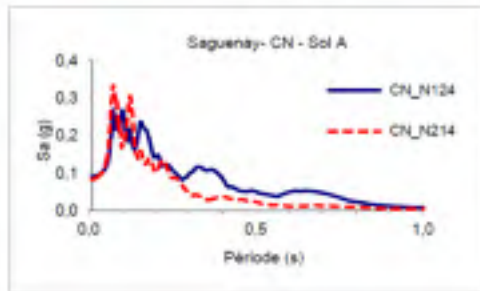
- pour une estimation adéquate de la demande sismique bi-axiale et du taux d'armature requis dans les piles de ponts soumis à l'action simultanée des composantes horizontales des mouvements sismiques, il est recommandé d'utiliser la règle de combinaison avec un pourcentage variable en fonction de la classe de sol, plutôt qu'un pourcentage fixe (30%) tel que spécifié actuellement dans les codes parasismiques. Des études complémentaires sont nécessaires pour déterminer les valeurs appropriées du pourcentage à utiliser pour chaque classe de sol;

- les résultats et les conclusions de cette étude ne font pas intervenir l'interaction sol-structure. Des études complémentaires doivent être réalisées pour évaluer l'impact de cet aspect-là sur la validité et la fiabilité de la règle de combinaison du pourcentage;
- des études similaires devront être réalisées pour évaluer l'effet de la classification des sols sur la demande sismique des piles de ponts sous l'effet de séismes bidirectionnels pour l'ouest canadien et comparer ces résultats avec ceux de la présente étude.

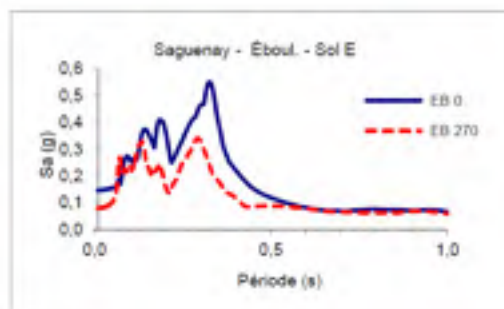
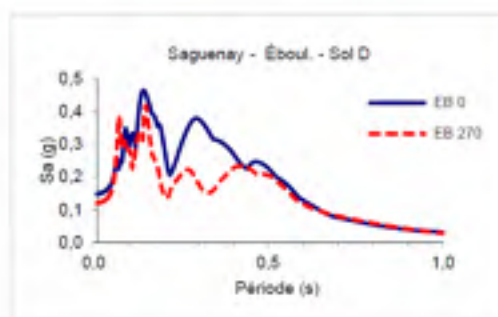
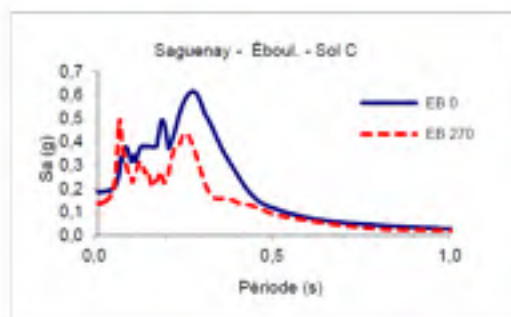
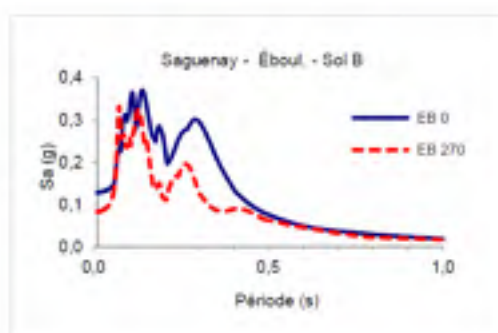
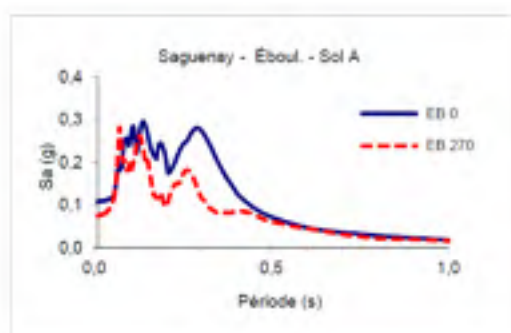
ANNEXE I

Spectres de réponse avant et après calibration

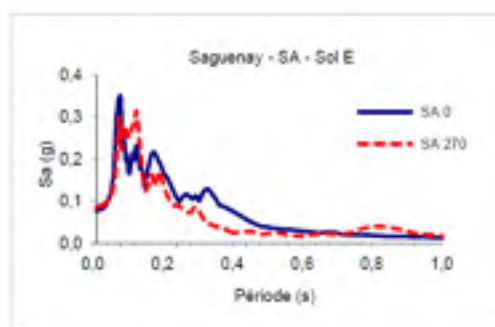
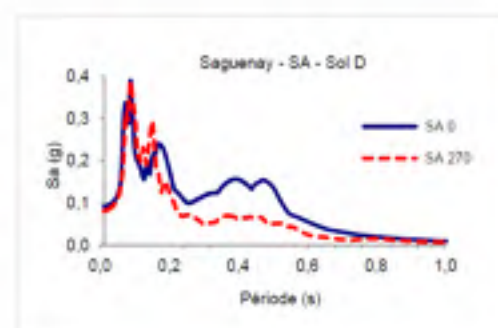
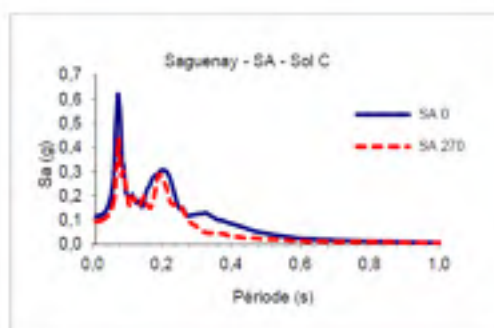
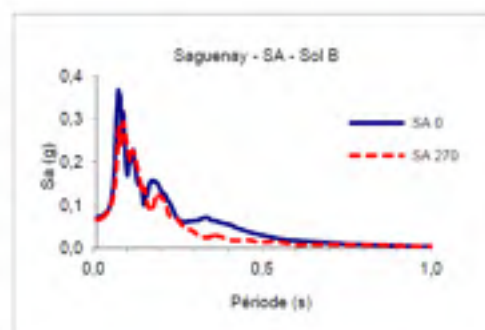
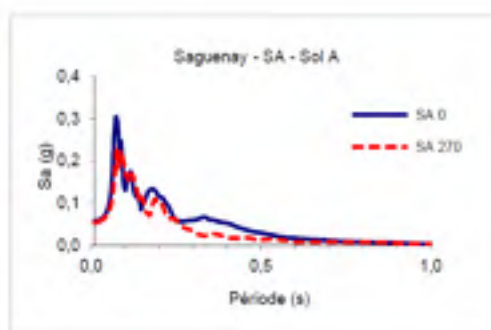
Spectres : Saguenay - Chicoutimi nord (Transformation SHAKE 2000)



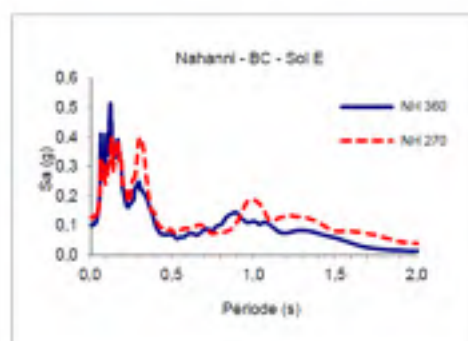
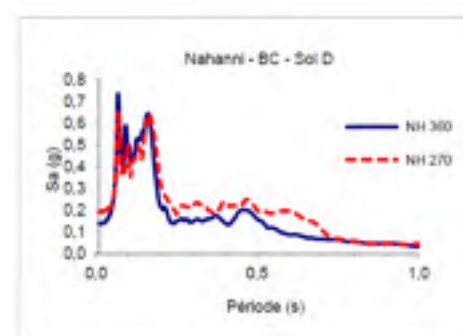
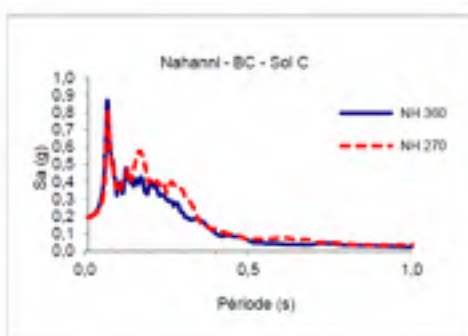
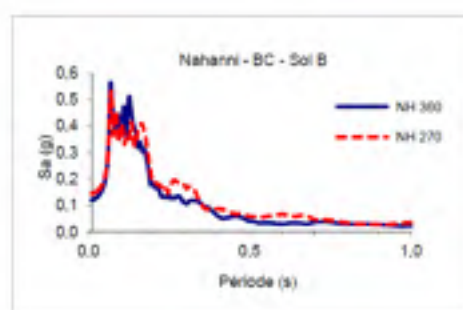
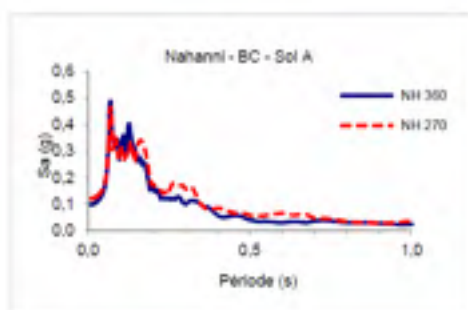
*Spectres : Saguenay - Les Éboulements
(Transformation SHAKE 2000)*



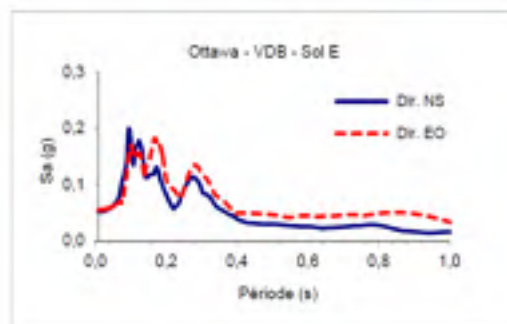
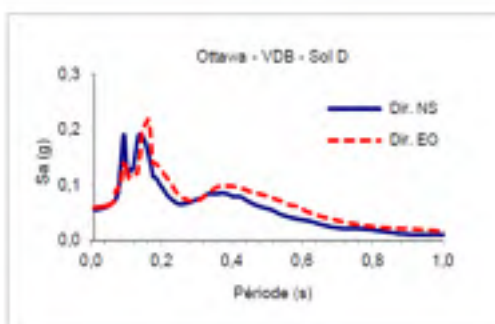
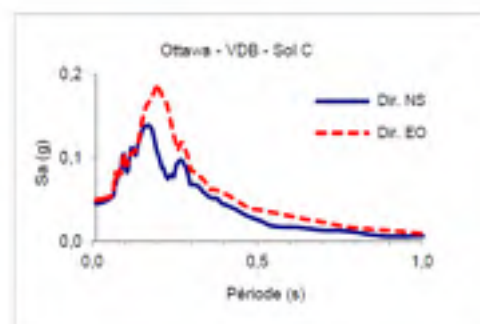
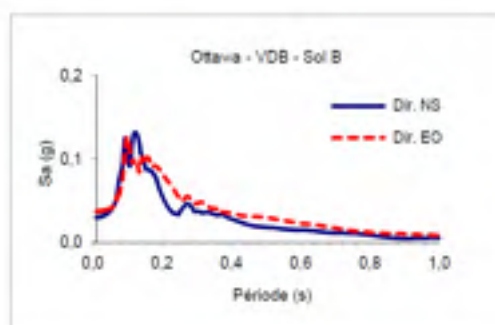
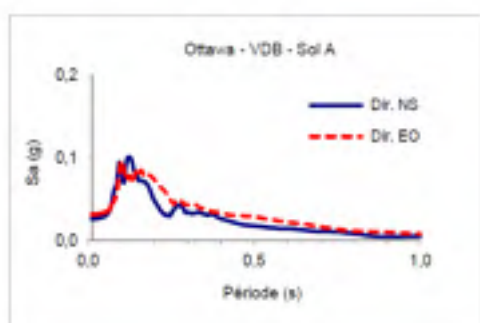
*Spectres : Saguenay - Saint-André
(Transformation SHAKE 2000)*



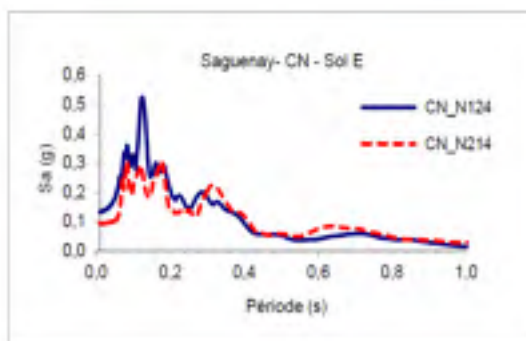
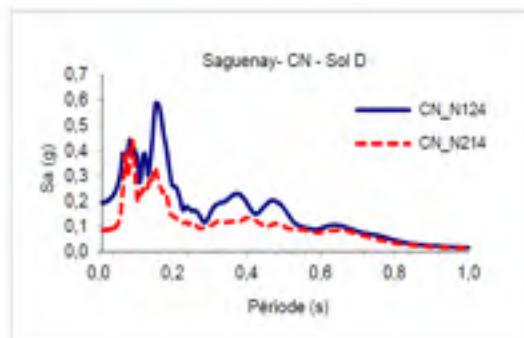
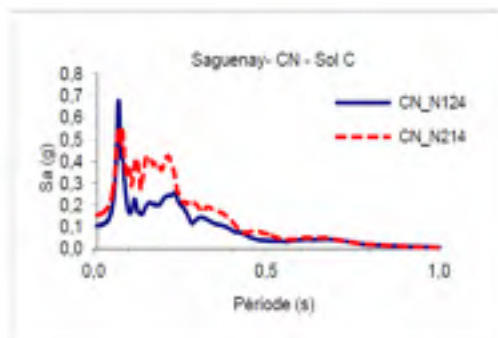
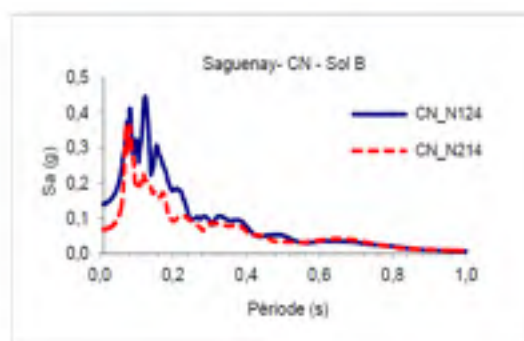
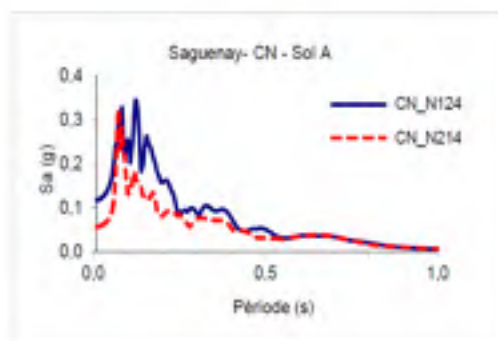
*Spectres : Nahanni - Bettlement Creek site 3
(Transformation SHAKE 2000)*



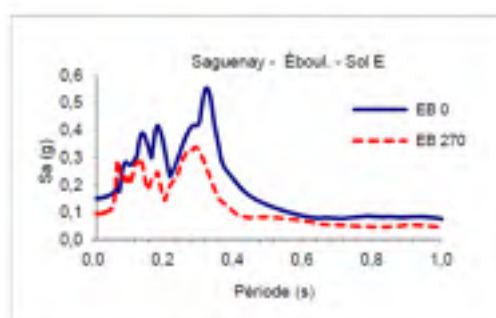
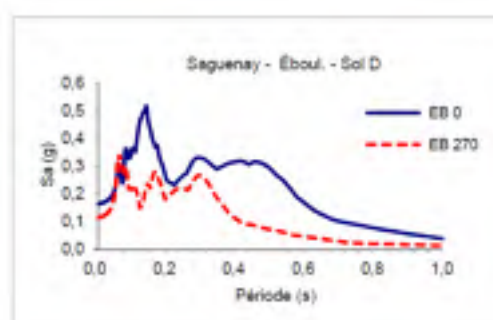
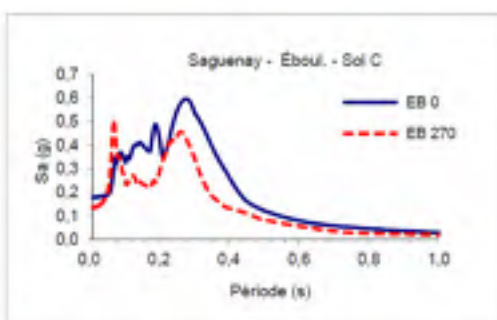
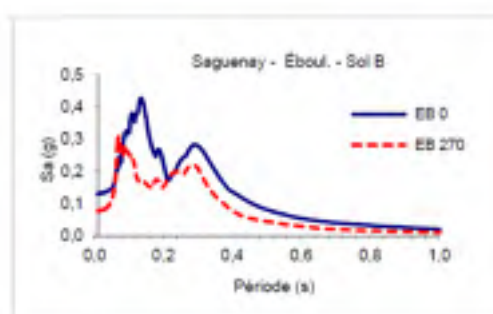
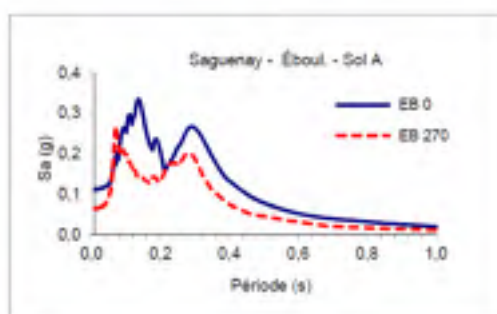
*Spectres : Ottawa - Val-des-bois Qc
(Transformation SHAKE 2000)*



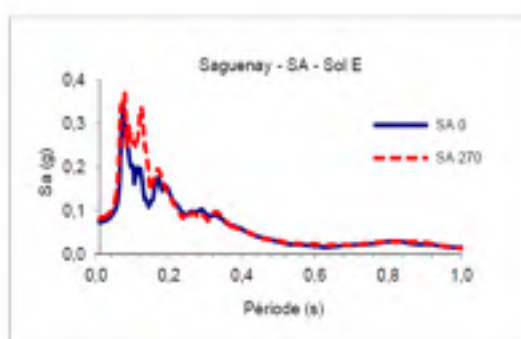
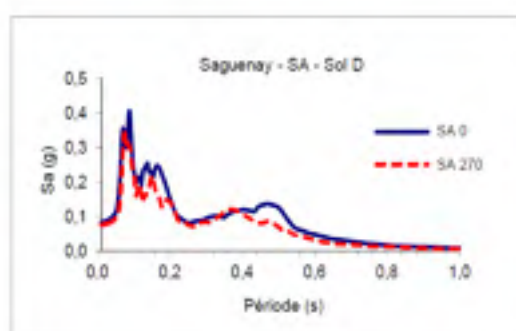
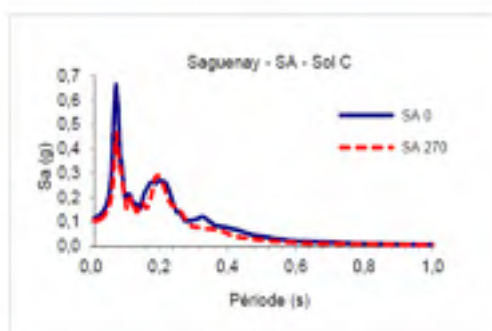
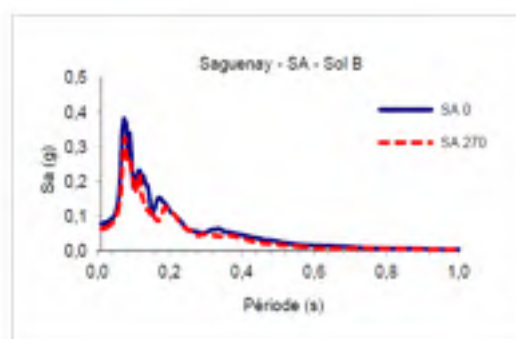
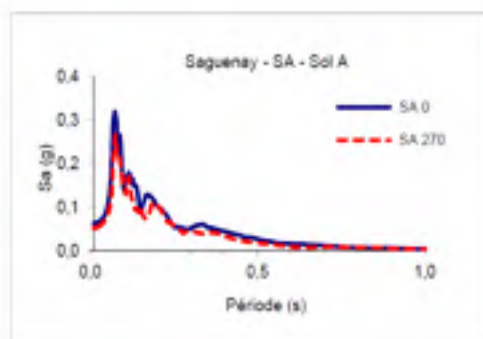
*Spectres : Saguenay - Chicoutimi nord
(Transformation direction principale)*



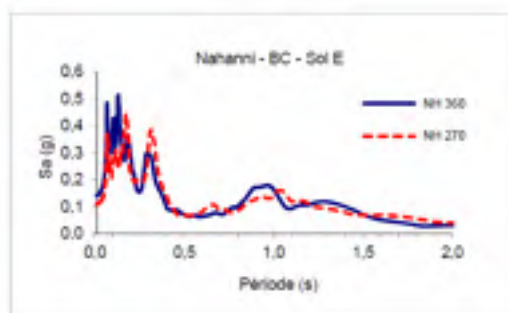
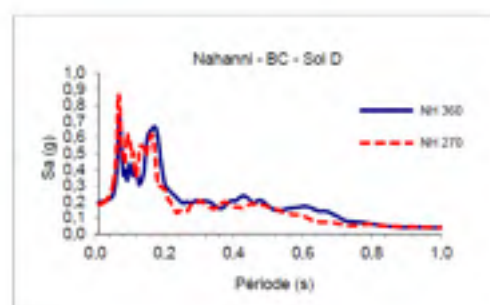
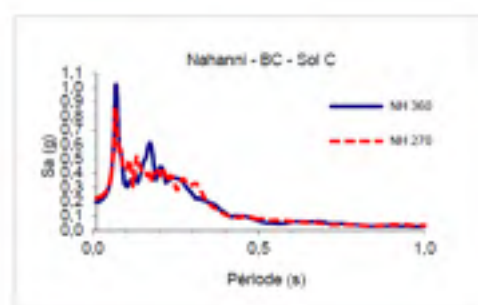
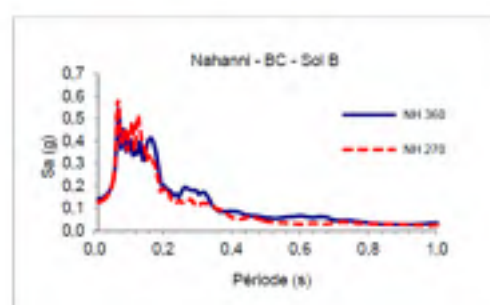
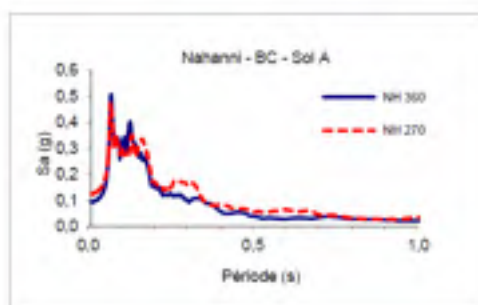
*Spectres : Saguenay - Les Éboulements
(Transformation direction principale)*



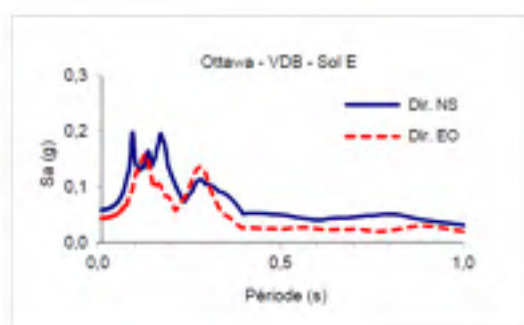
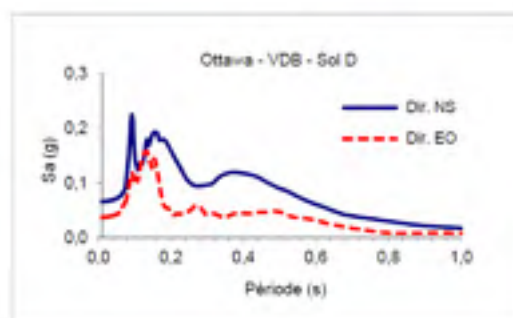
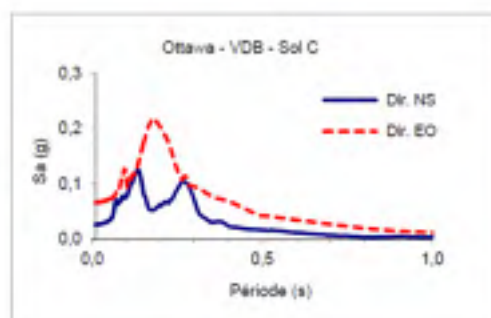
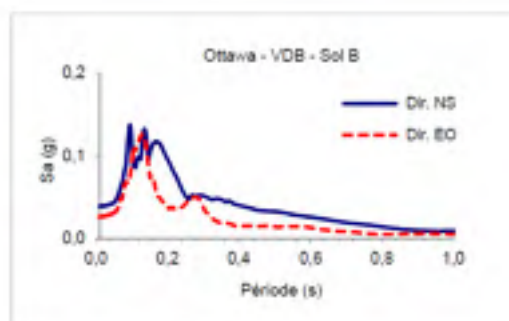
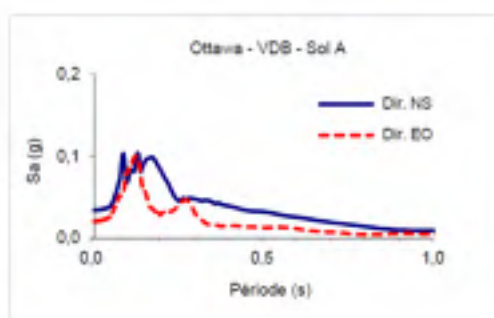
*Spectres : Saguenay - Saint-André
(Transformation direction principale)*



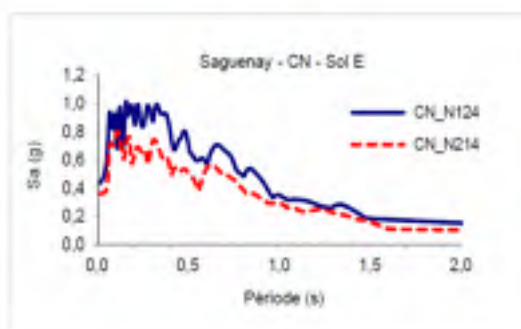
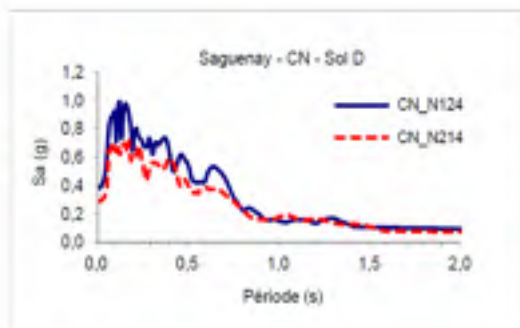
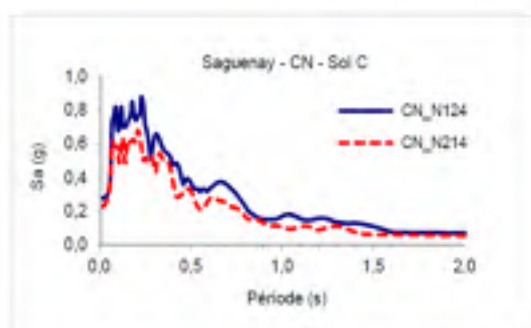
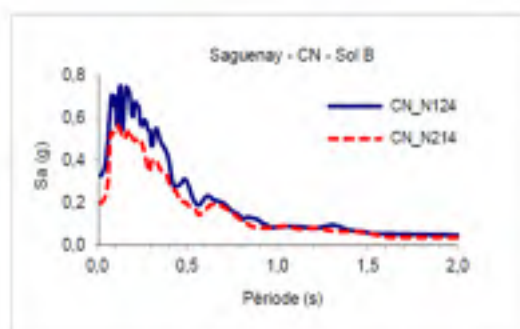
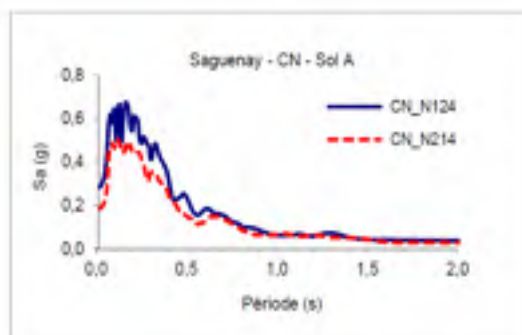
*Spectres : Nahanni - Bettlement Creek site 3
(Transformation direction principale)*



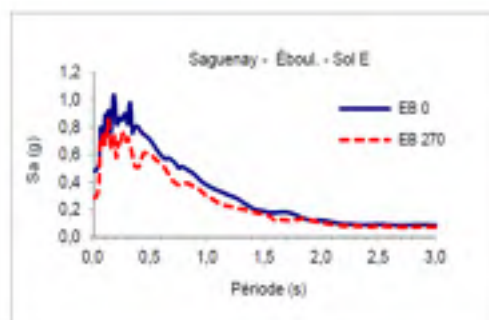
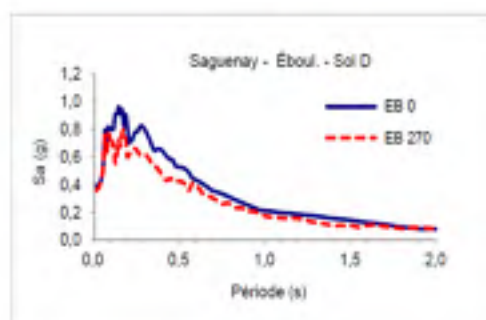
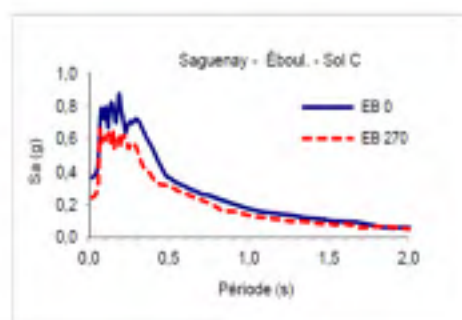
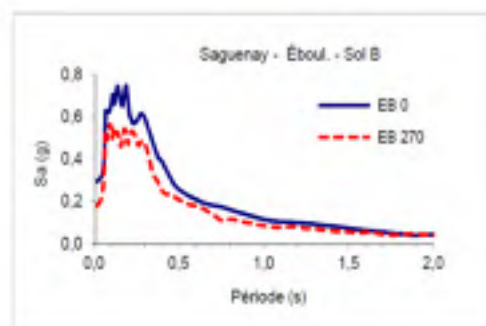
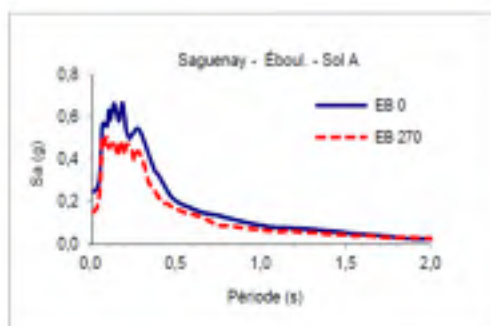
*Spectres : Ottawa - Val-des-bois Qc
(Transformation direction principale)*



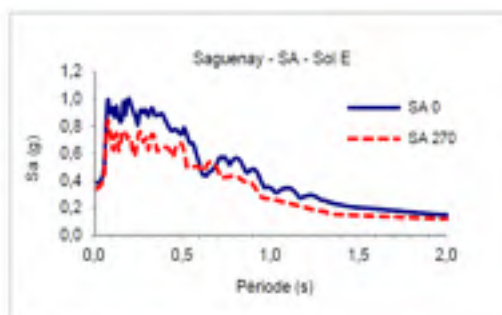
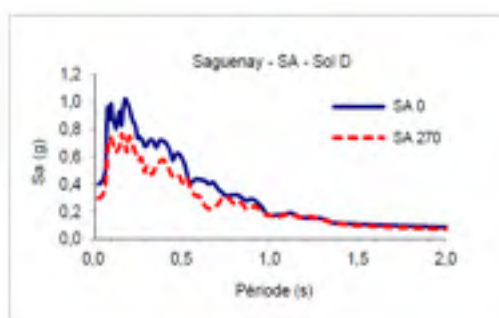
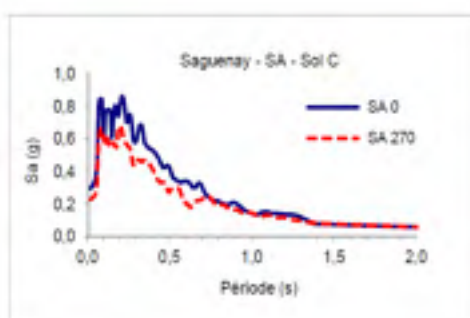
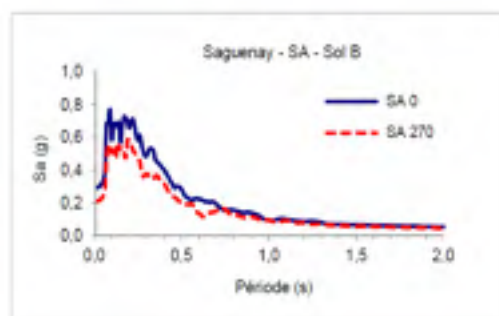
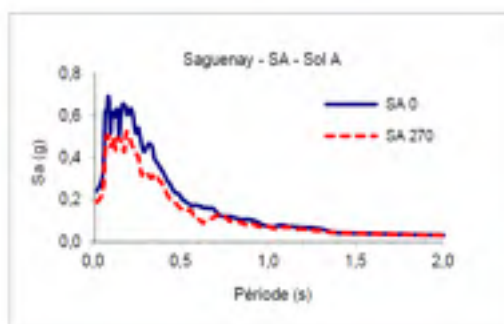
*Spectres : Saguenay - Chicoutimi nord
(Transformation calibrée sur spectre de calcul)*



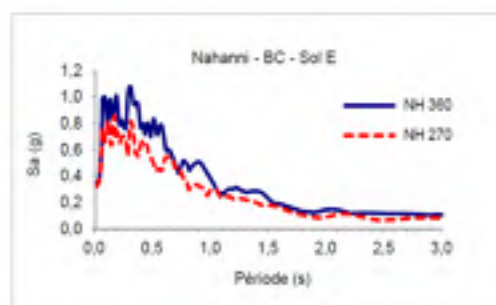
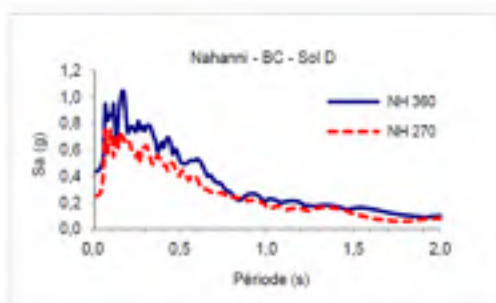
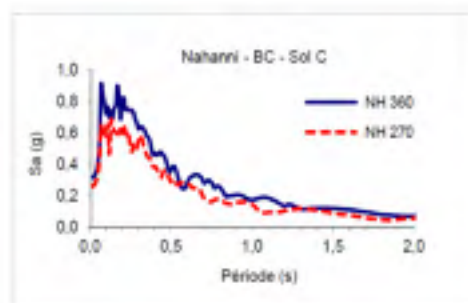
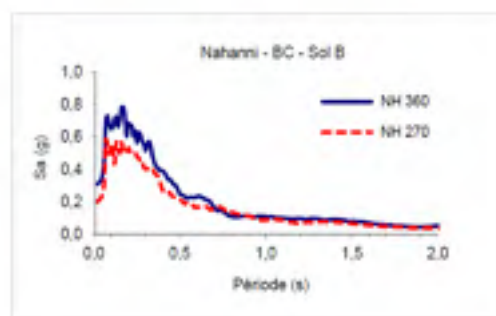
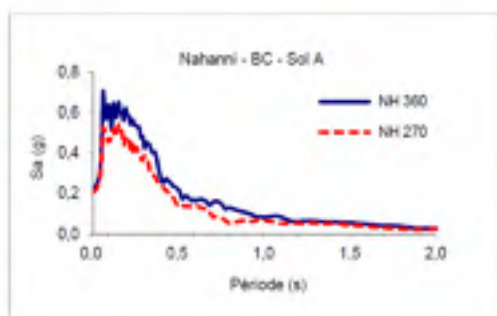
Spectres : Saguenay - Les Éboulements
(Transformation calibrée sur spectre de calcul)



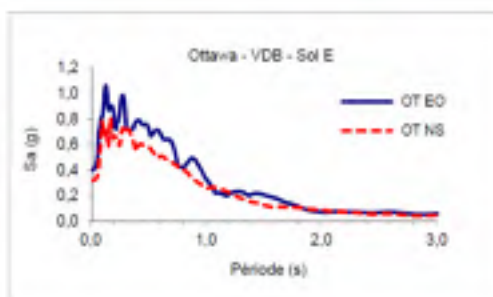
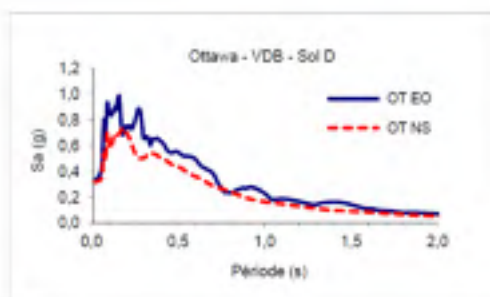
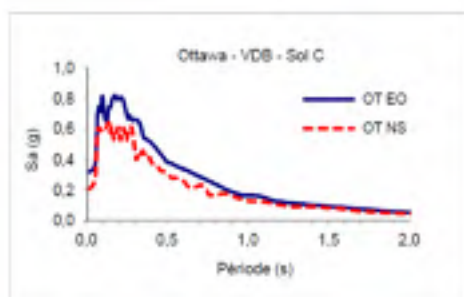
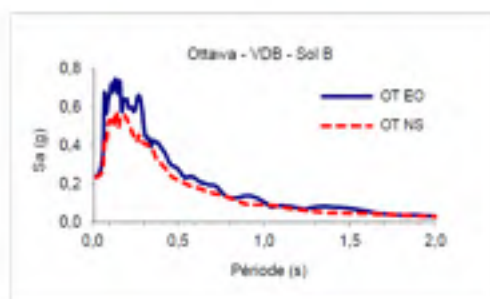
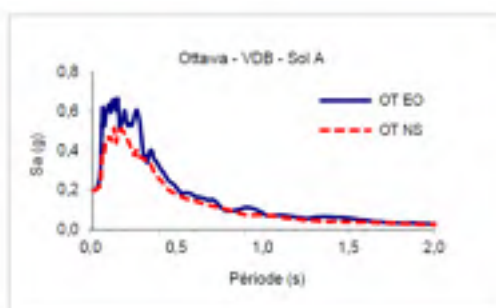
*Spectres : Saguenay - Saint-André
(Transformation calibrée sur spectre de calcul)*



*Spectres : Nahanni - Bettlement Creek site 3
(Transformation calibrée sur spectre de calcul)*

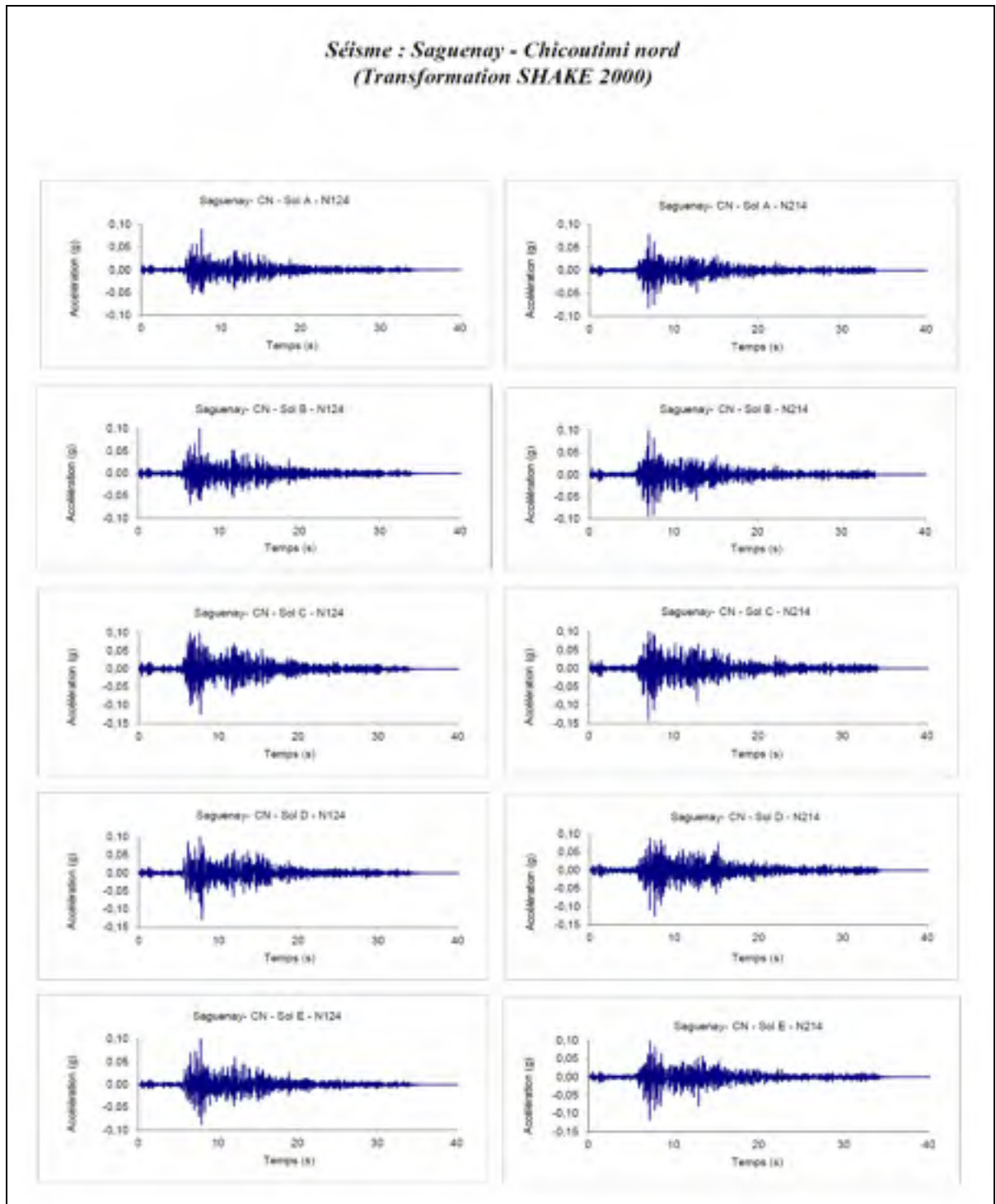


Spectres : Ottawa - Val-des-bois Qc
(Transformation calibrée sur spectre de calcul)

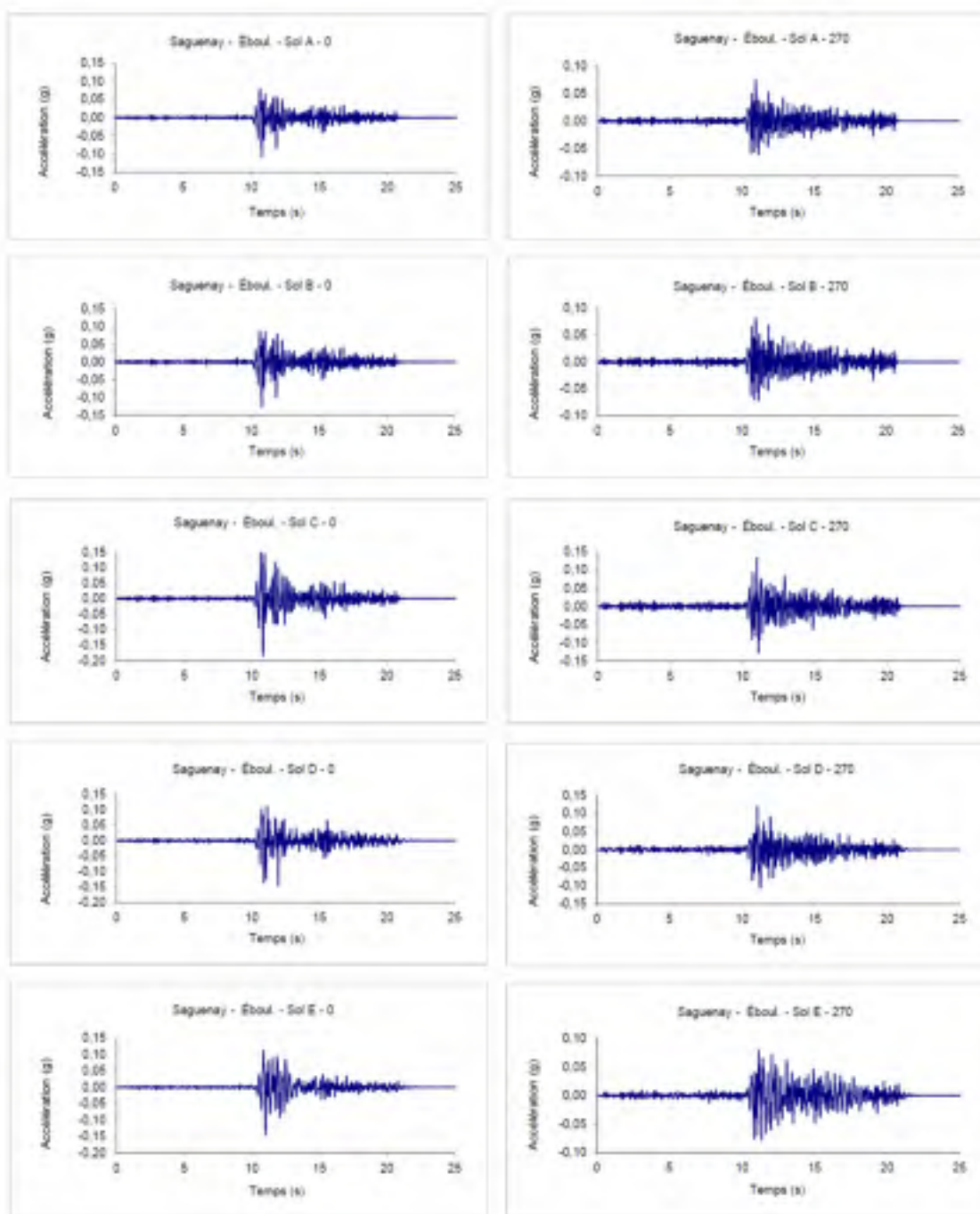


ANNEXE II

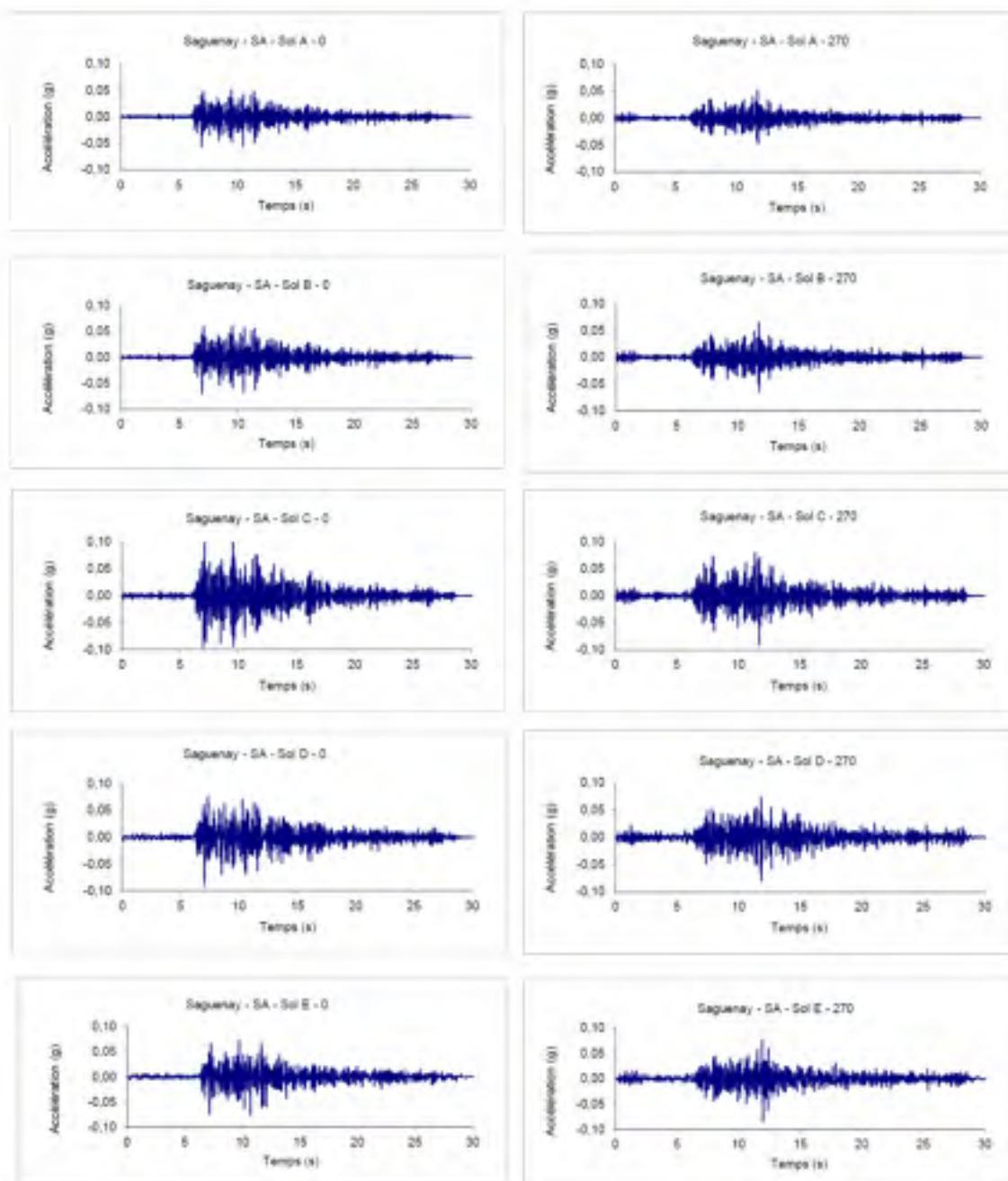
Accélérogrammes avant et après calibration



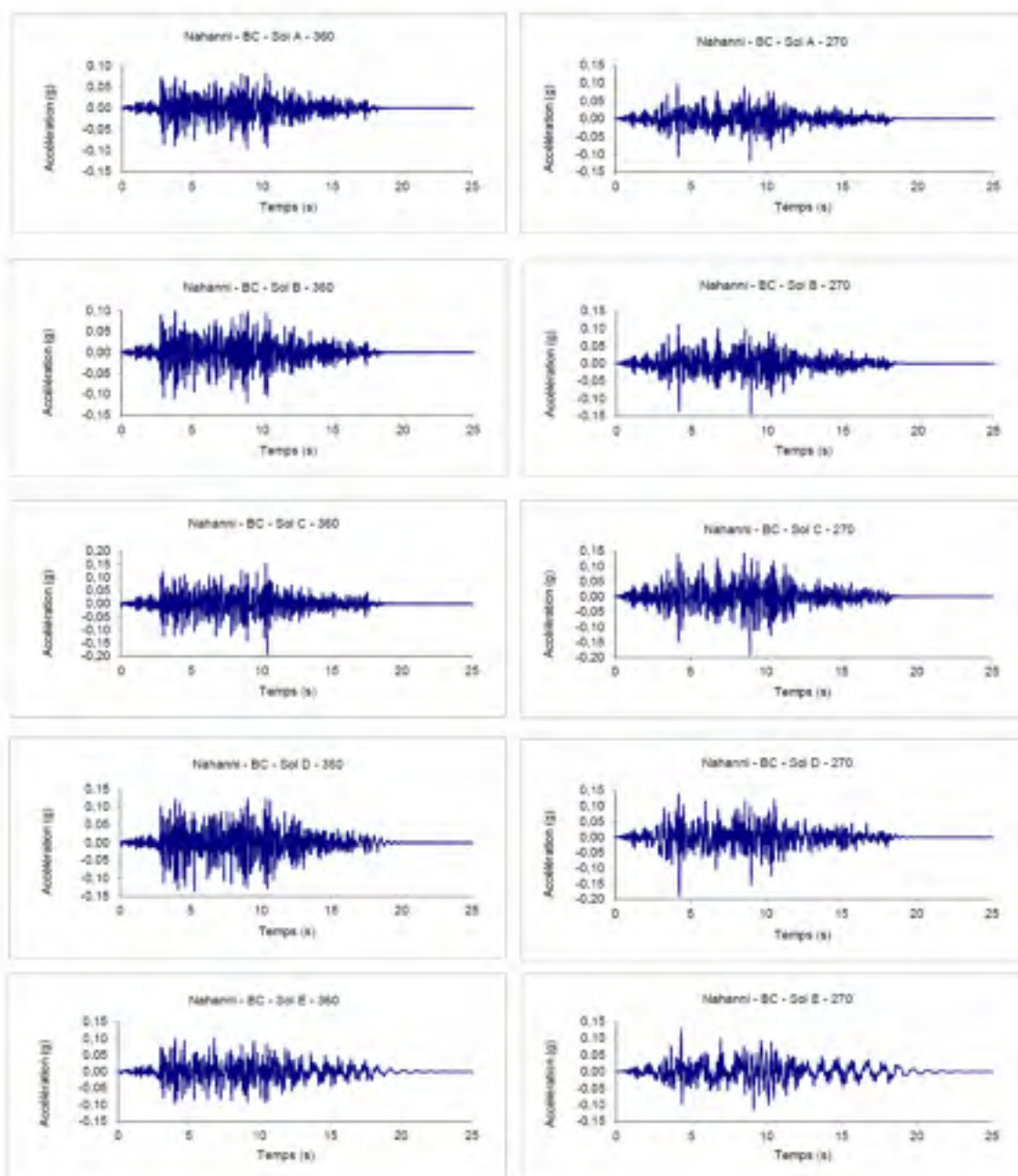
*Séisme : Saguenay - Les Éboulements
(Transformation SHAKE 2000)*



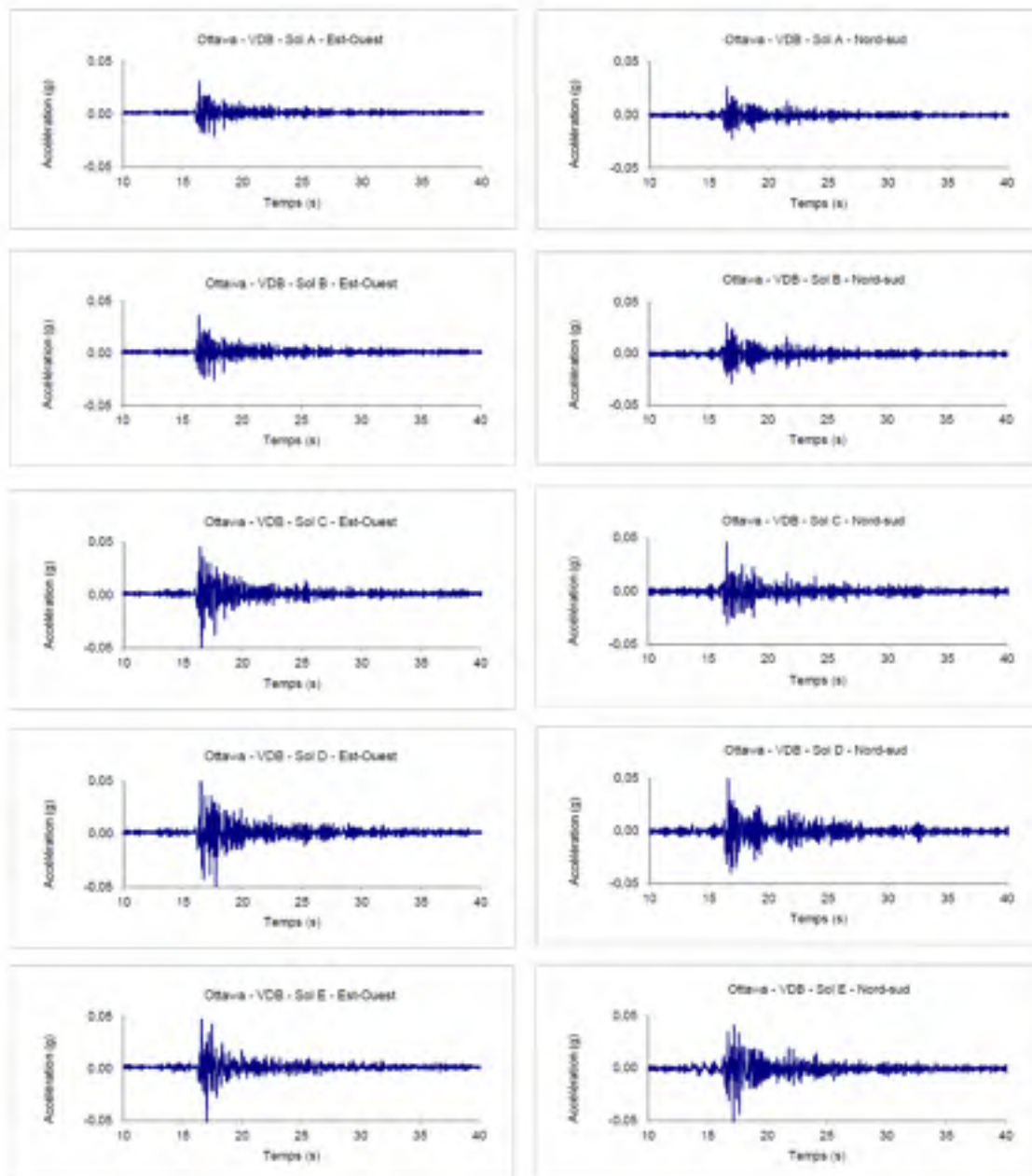
*Séisme : Saguenay - Saint-André
(Transformation SHAKE 2000)*



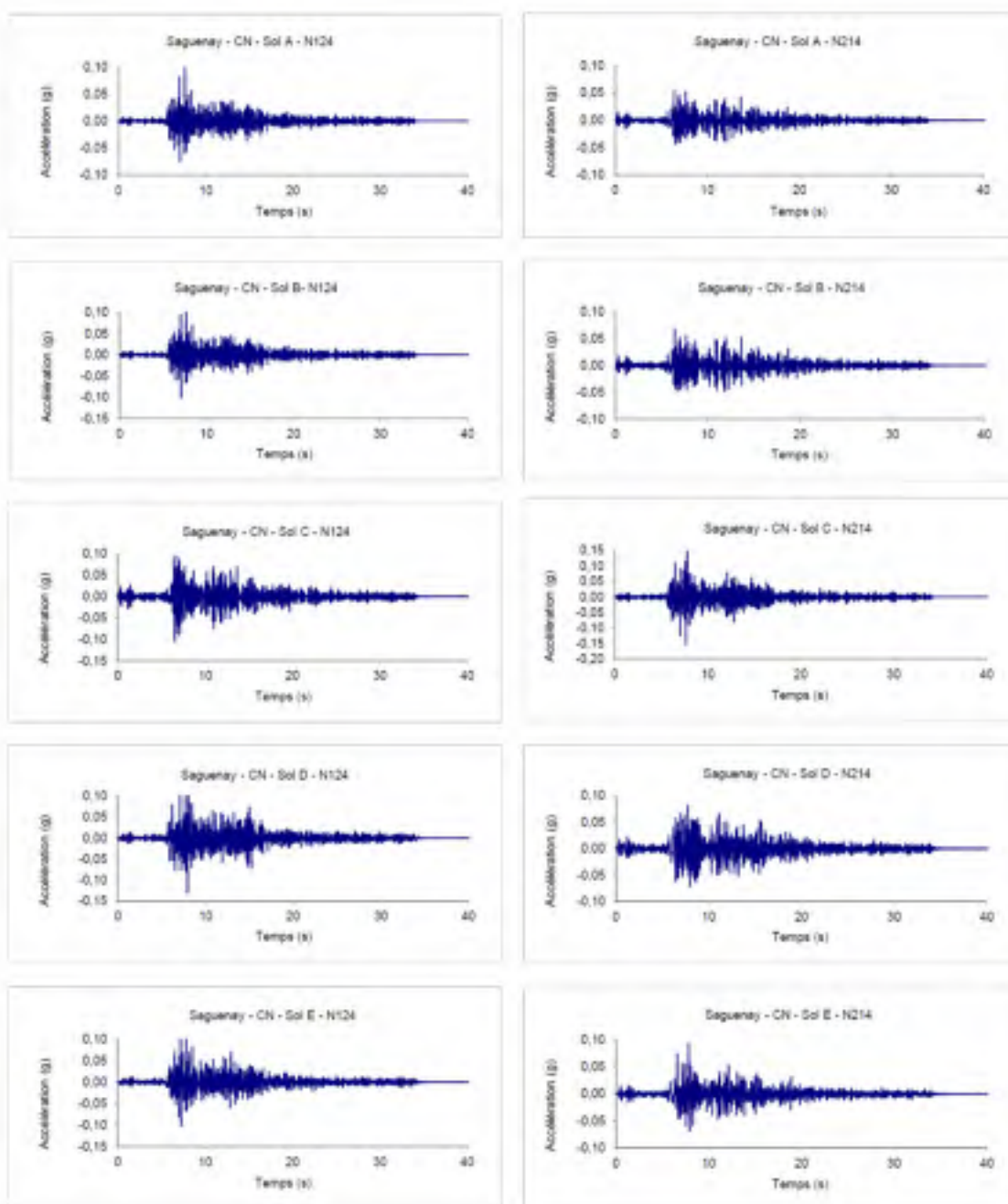
*Séisme : Nahanni - Bettlement Creek site 3
(Transformation SHAKE 2000)*



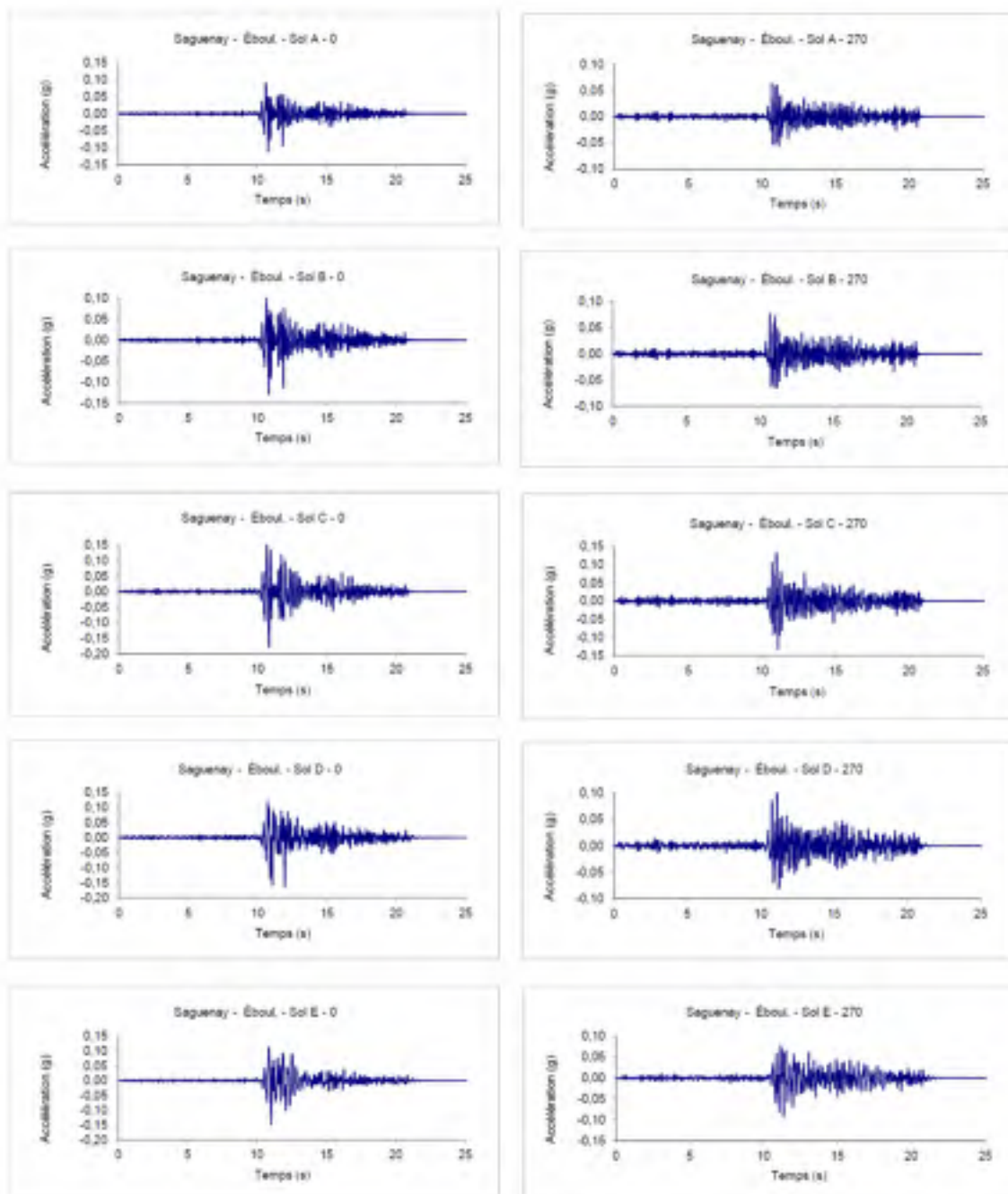
*Séisme : Ottawa - Val-des-bois Qc
(Transformation SHAKE 2000)*



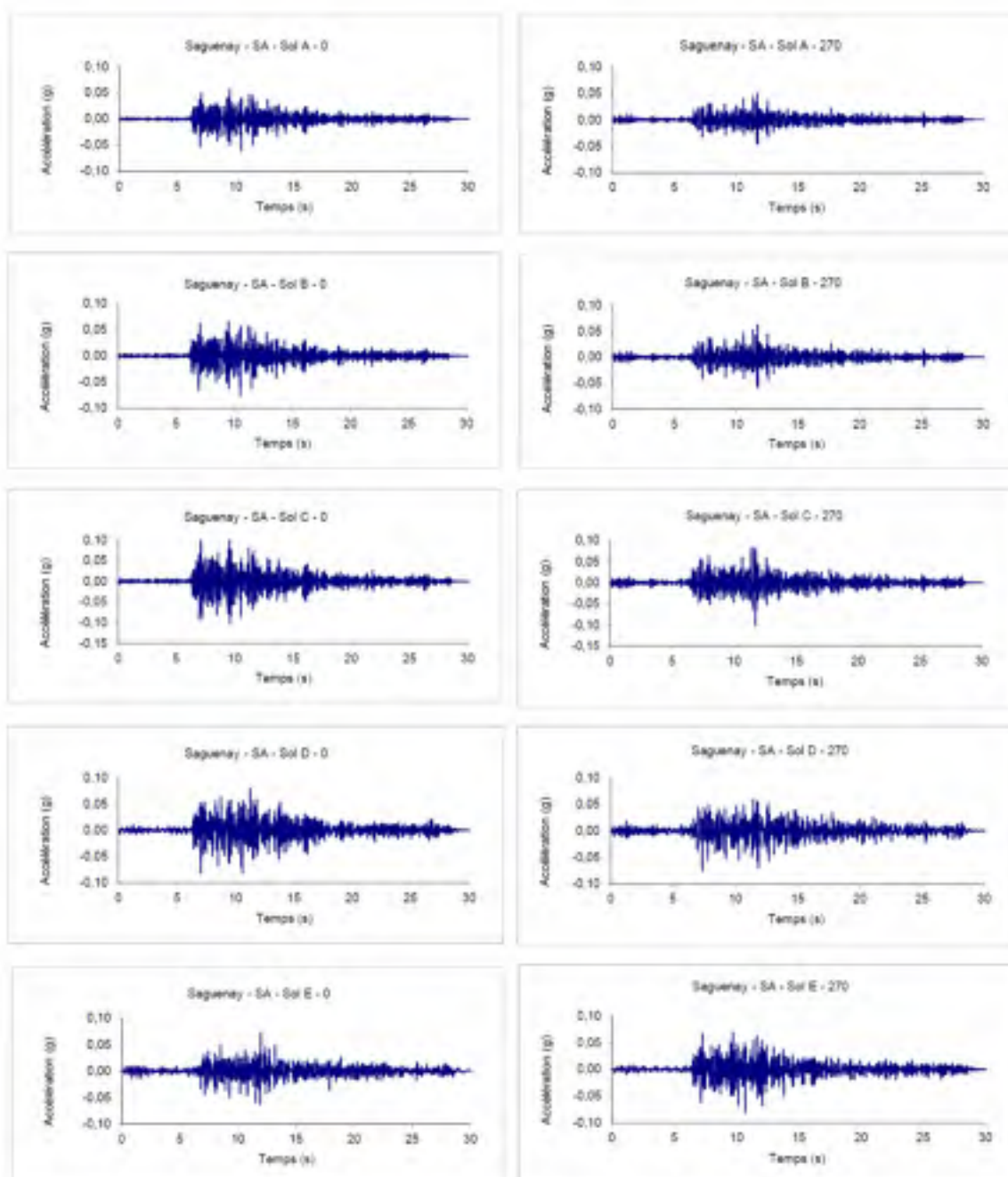
*Séisme : Saguenay - Chicoutimi nord
(Transformation direction principale)*



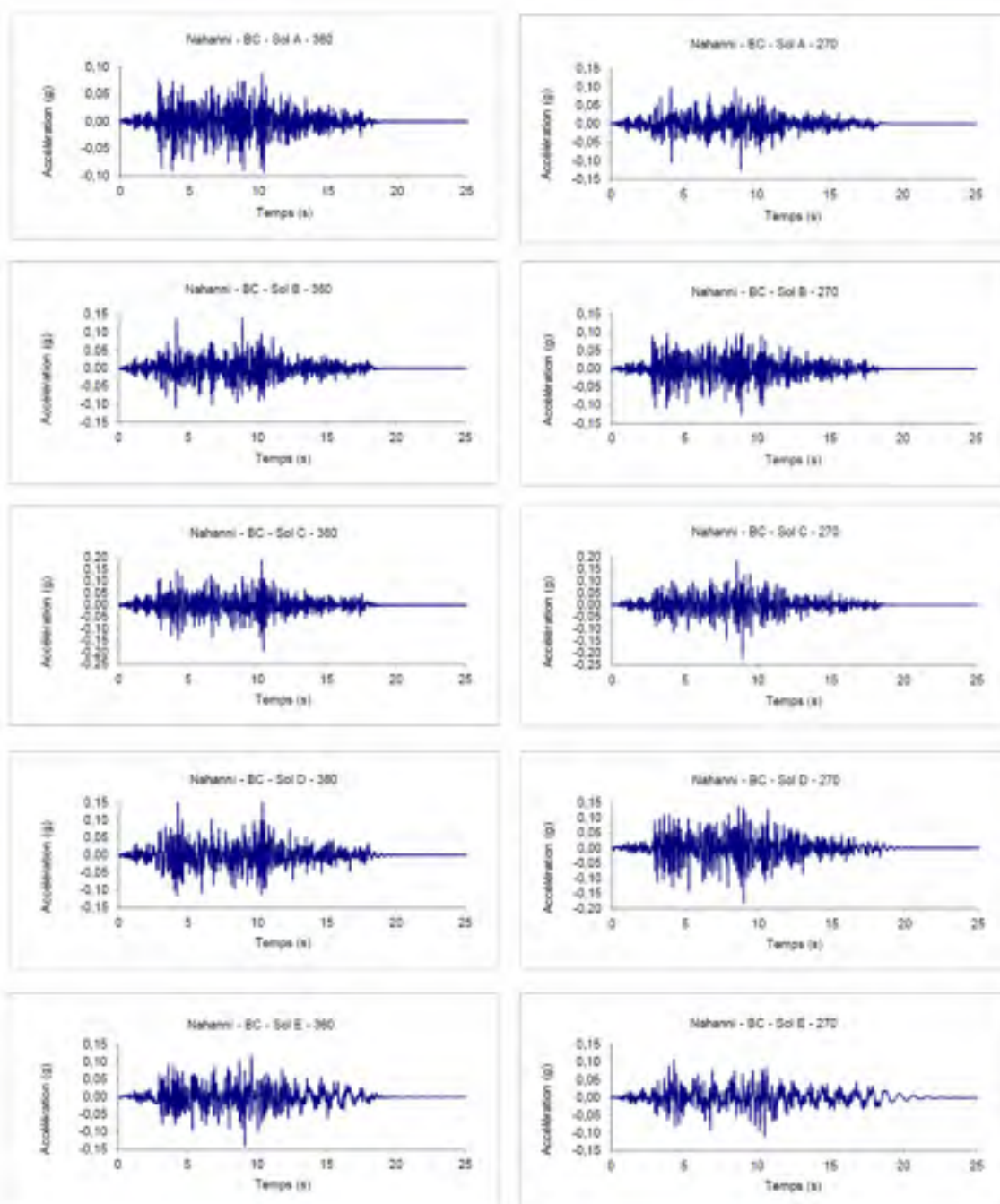
*Séisme : Saguenay - Les Éboulements
(Transformation direction principale)*



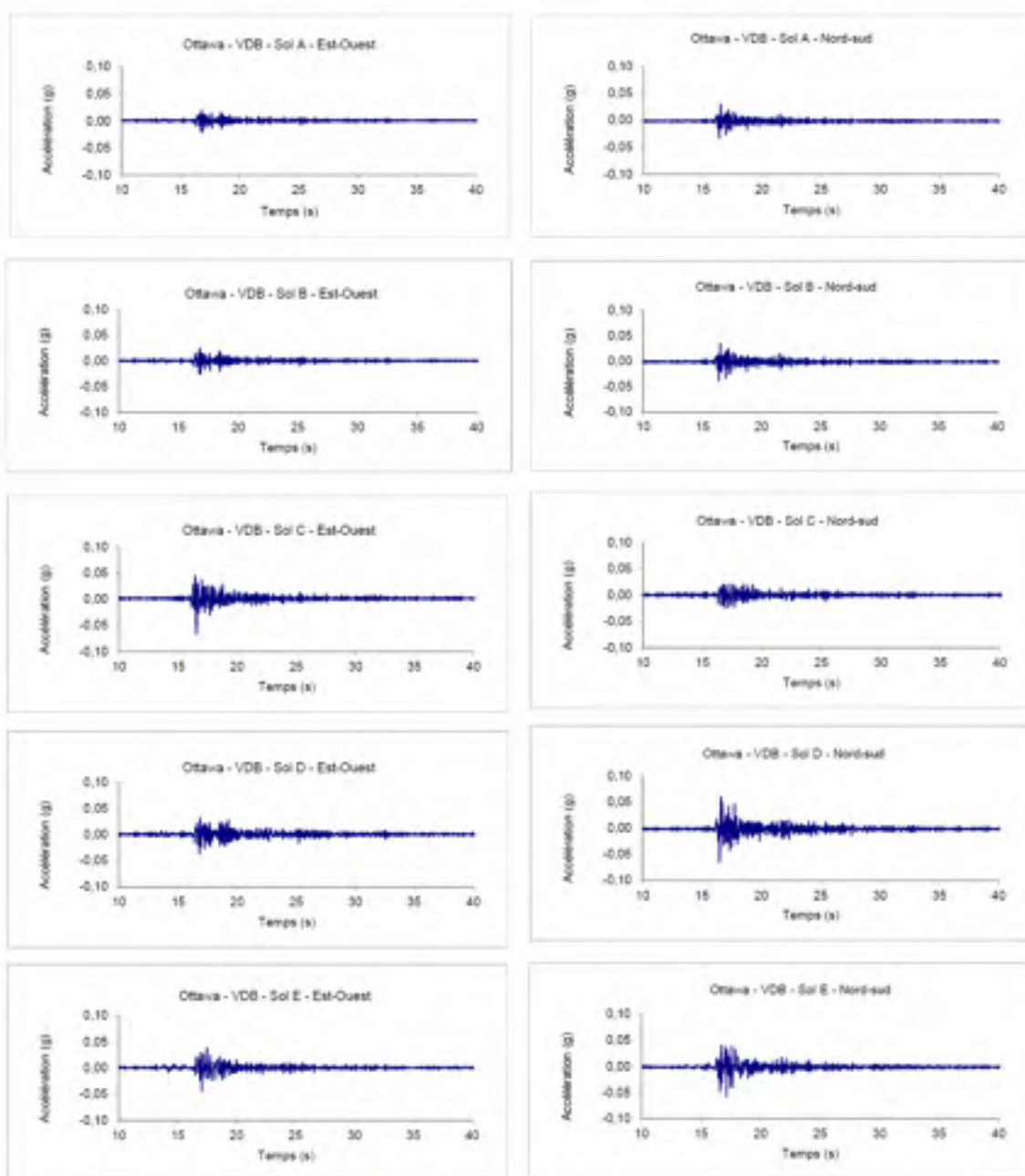
Séisme : Saguenay - Saint-André
(Transformation direction principale)



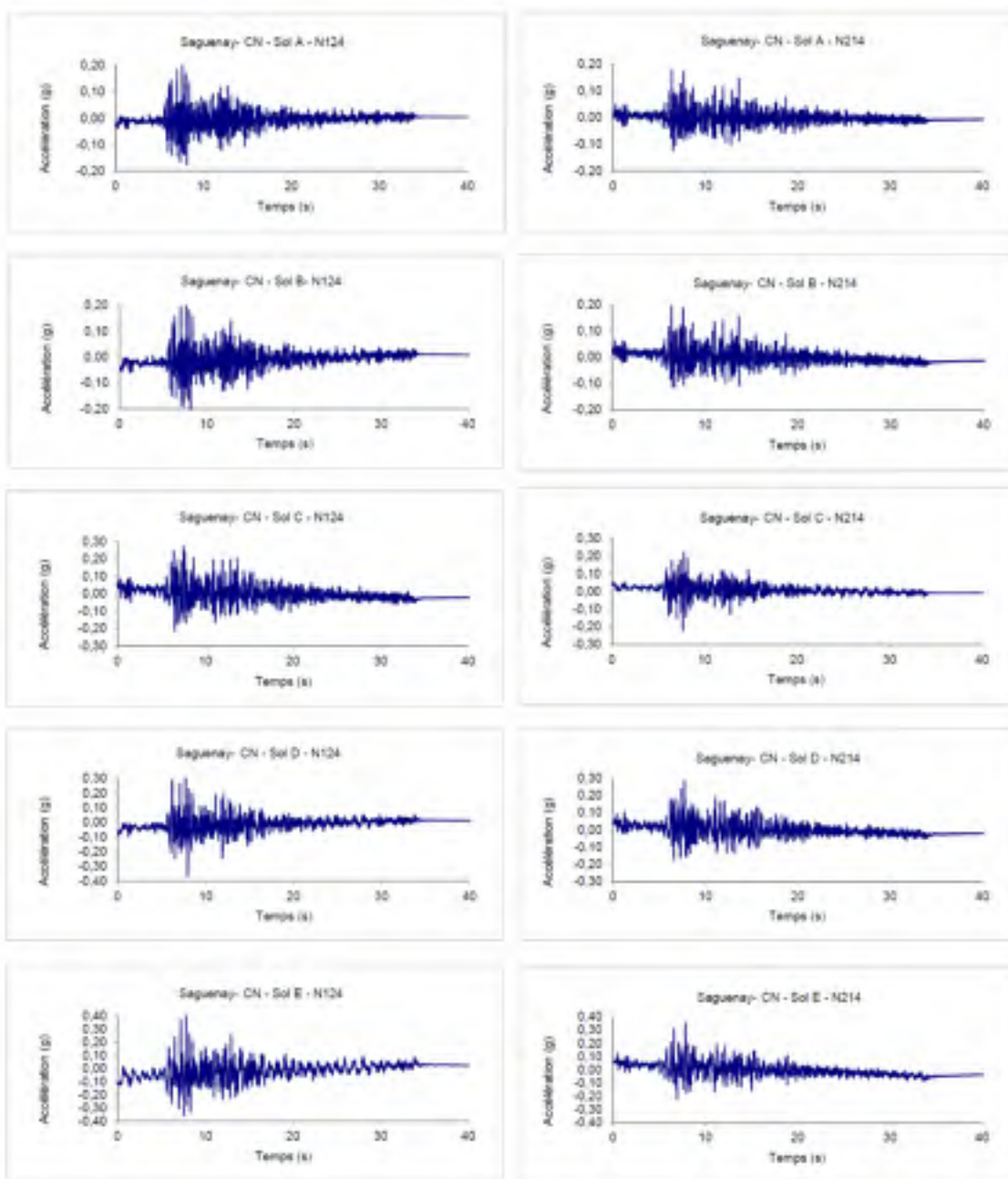
*Séisme : Nahanni - Bettlement Creek site 3
(Transformation direction principale)*



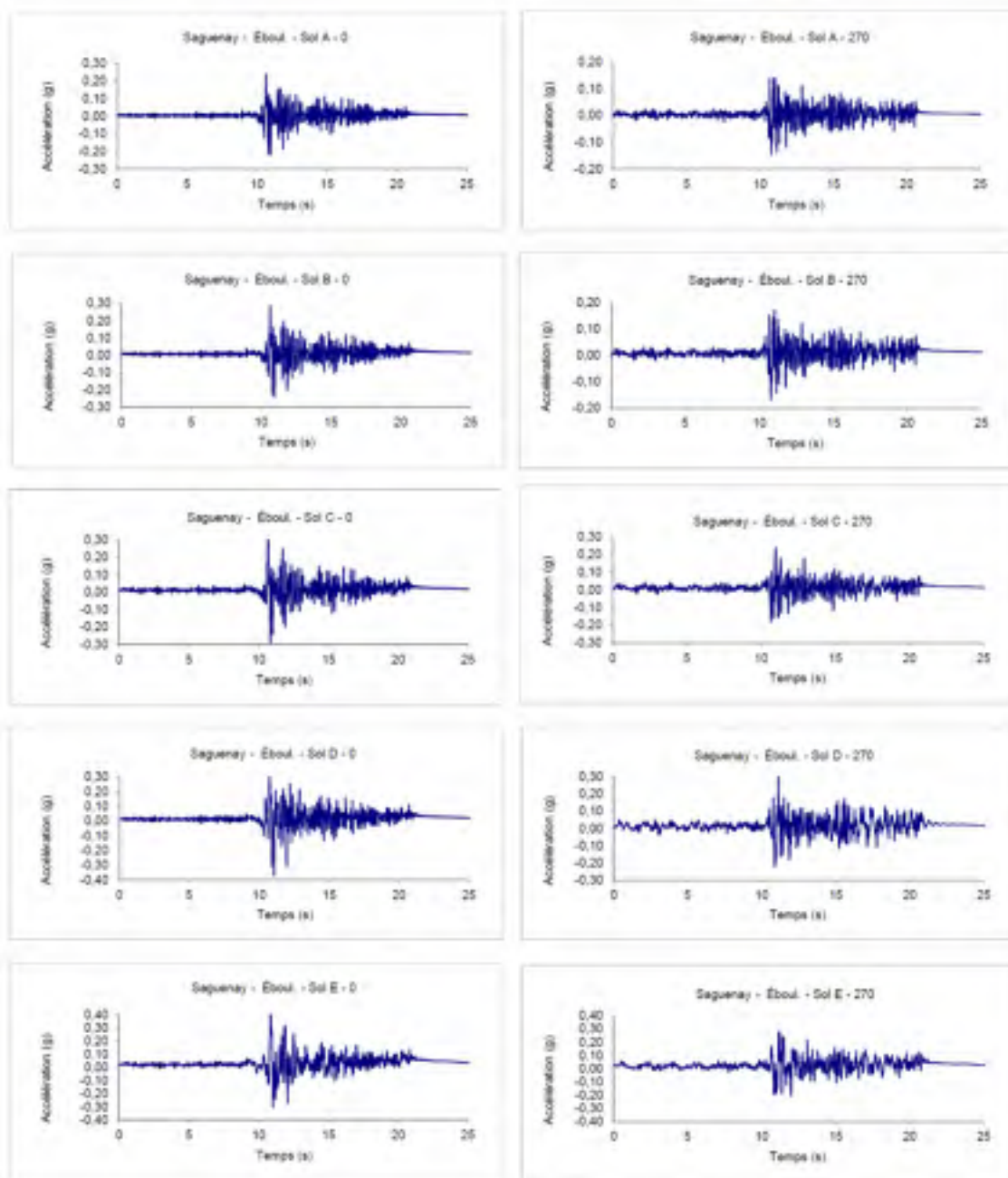
*Séisme : Ottawa - Val-des-bois Qc
(Transformation direction principale)*



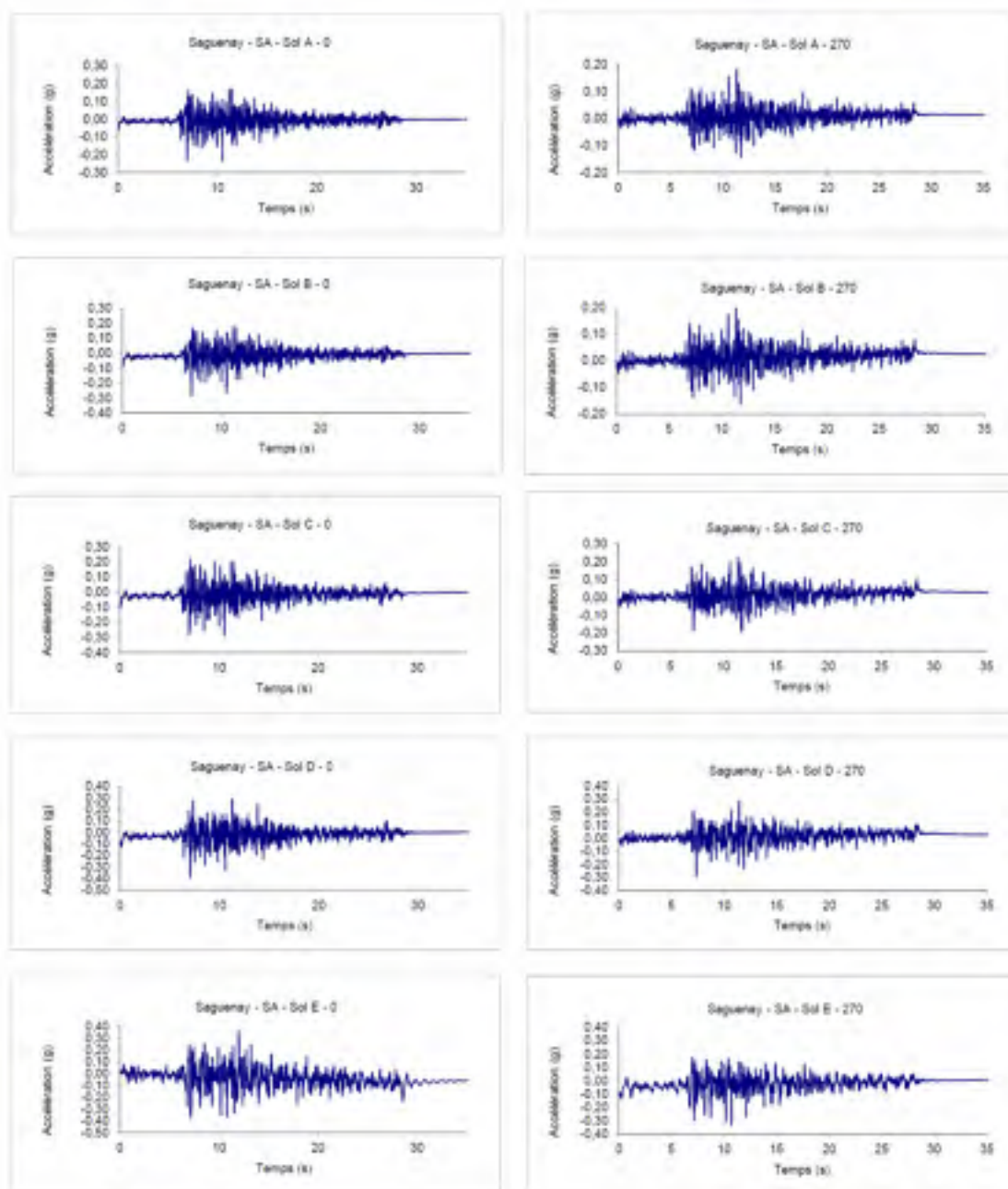
*Séisme : Saguenay - Chicoutimi nord
(Transformation calibrée sur spectre de calcul)*



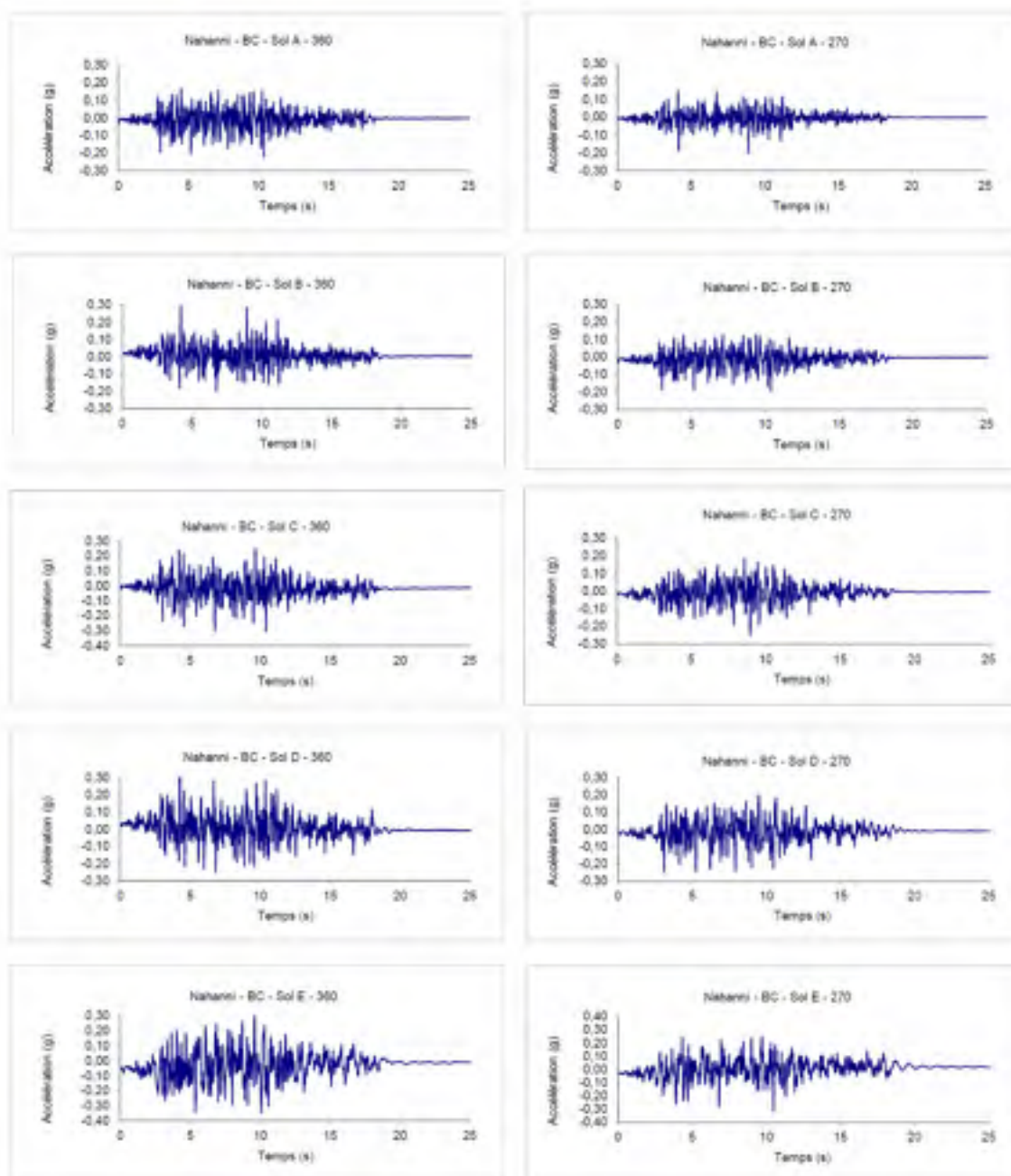
Séisme : Saguenay - Les Éboulement
(Transformation calibrée sur spectre de calcul)



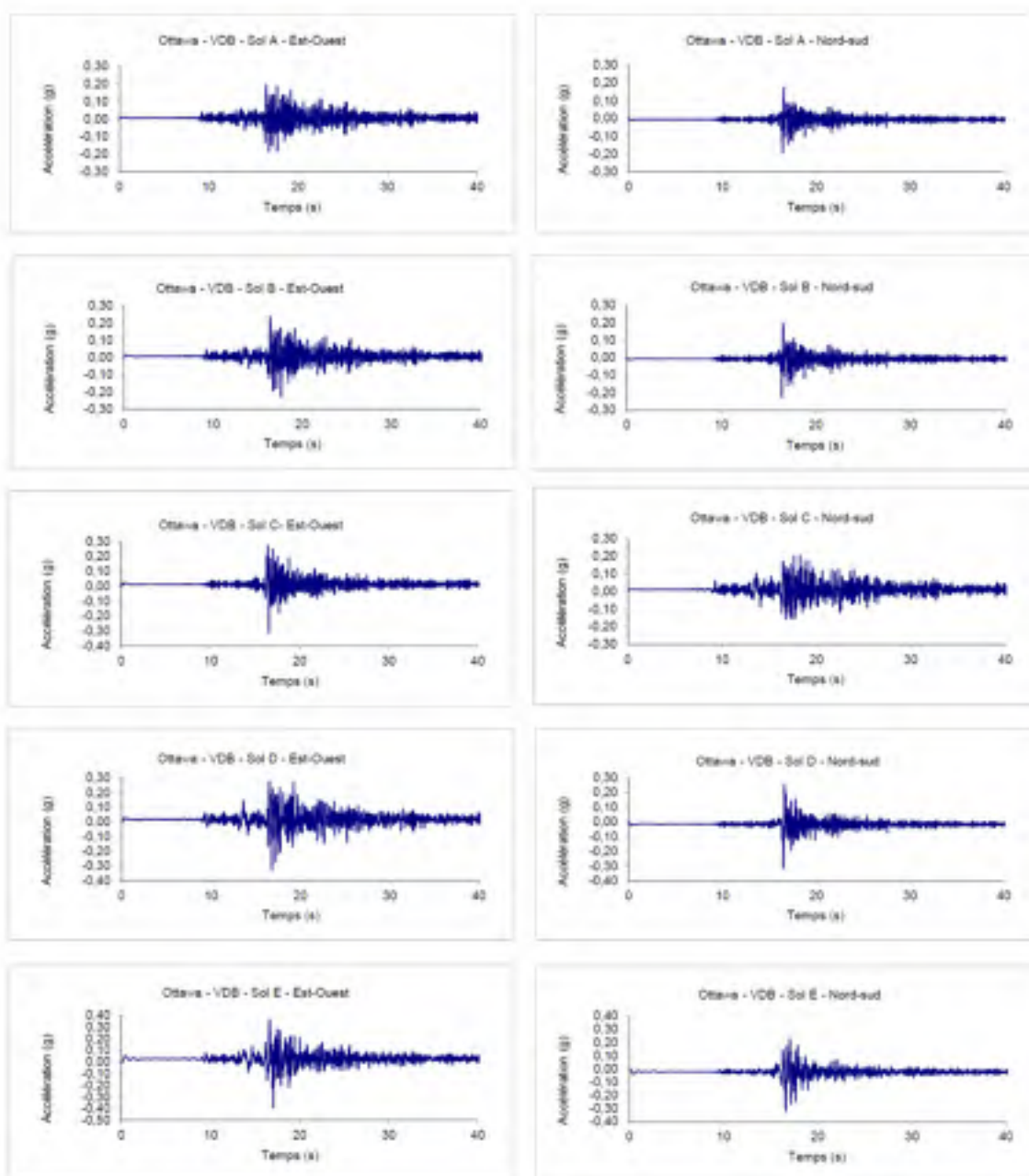
Séisme : Saguenay - Saint-André
(Transformation calibrée sur spectre de calcul)



*Séisme : Nahanni - Bettlement Creek site 3
(Transformation calibrée sur spectre de calcul)*



*Séisme : Ottawa - Val-des-bois Qc
(Transformation calibrée sur spectre de calcul)*



ANNEXE III

Estimation du poids du tablier et identification des propriétés de la pile

Dalle en béton armée

$$D_1 = 0.2 \times 12.9 \times 24$$

$$D_1 = 61.92 \text{ KN/m}$$

Chasse-roue

$$D_2 = 2 \times (0.45 \times 0.28 \times 24)$$

$$D_2 = 6.05 \text{ KN/m}$$

Enrobée bitumineux

$$D_3 = 0.065 \times 12.0 \times 23.5$$

$$D_3 = 18.33 \text{ KN/m}$$

Gousset moyen aux poutres (60 mm)

$$D_4 = 6 \times (1.2 \times 0.06 \times 24)$$

$$D_4 = 10.36 \text{ KN/m}$$

Poutres de type NEBT 1600 (Tome III – Ouvrages d'art 2010 - MTQ)

$$D_5 = 14.43 \text{ KN/m} \times 6 \text{ poutres}$$

$$D_5 = 86.58 \text{ KN/m}$$

Glissière de type 210 (MECPS, 2005)

$$D_6 = 1.0 \text{ KN/m} \times 2$$

$$D_6 = 2.0 \text{ KN/m}$$

Diaphragmes (MECPS, 2005)

*Voir détail des calculs à la page suivante.

$$D_7 = 8.17 \text{ KN/m}$$

Poids total du tablier

$$W_D = 61.92 + 6.05 + 18.33 + 10.36 + 86.58 + 2.0 + 8.17$$

$$W_D = 193.4 \text{ KN/m}$$

Détail de l'estimation du poids total des diaphragmes :

Diaphragmes appuis mobile (culées) :

$$D_{Dia.mobile} = (0.45 \times 0.8 \times 10.750 \times 24) \times 2 \quad D_{Dia.mobile} = 185.76 \text{ KN}$$

Diaphragmes appuis fixe (pile) :

$$D_{Dia.fixe} = (0.6 \times 1.6 \times 10.750 \times 24) \quad D_{Dia.fixe} = 247.68 \text{ KN}$$

Diaphragmes intermédiaire :

$$D_{Dia.int} = (0.6 \times 0.25 \times 10.750 \times 24) \times 4 \quad D_{Dia.int} = 154.8 \text{ KN}$$

Poids total des diaphragmes

$$W_D = 185.76 + 247.68 + 154.80 \quad W_D = 588.24 \text{ KN}$$

Répartition du poids des diaphragmes au tablier

$$W_D = 588.24 / 72 \text{ m} \quad W_D = 8.17 \text{ KN/m}$$

Dans le but de détailler les références du calcul du poids permanent du tablier, le tableau 3.3 de la norme CSA-S6-06 décrit les valeurs des poids volumiques des matériaux à considérer pour les calculs.

Concernant le poids des glissières, celui-ci s'évalue à 1 KN/m, conformément au tableau 3.8-2 du MECPS 2005.

Le poids des poutres en béton armé NEBT 1600 s'estime à 14,43 KN par mètre linéaire [figure 2.8-4 du tome III – ouvrage routier du MTQ].

Le poids total de la superstructure est de 13925 KN.

Géométrie et propriétés de la pile

f_c (colonne)	35	MPa	P_{pression}	10879	kN	Force en compression majorée sur colonne art. 3.5
E_c (colonne)	26273	MPa	$P_{\text{pax colonne}}$	6962	kN	Force en compression majorée sur colonne art. 3.5
Largeur colonne	1400	mm	$M^{\text{long}}_{\text{colonne}}$	Variable	kN mm	Instant calculé ou du modèle d'un logiciel
Profondeur colonne	3200	mm	$M^{\text{trans}}_{\text{colonne}}$	Variable	kN mm	Instant calculé ou du modèle d'un logiciel
Hauteur net colonne	8000	mm	R_{long}	3		Coeff. modification de charge sismique S6-06 Art. 4.4.8.1
α_1 colonne	0.7075		R_{trans}	2		Coeff. modification de charge sismique S6-06 Art. 4.4.8.1
β_1 colonne	0.8825		$M^{\text{long}}_{\text{long}}$	Variable	kN mm	Instant calculé ou du modèle d'un logiciel
γ_{sism}	2400	Kg/m ³	$M^{\text{long}}_{\text{trans}}$	Variable	kN mm	Instant calculé ou du modèle d'un logiciel
F_y armature	400	MPa	Force axiale max	11760	kN = 0.1 % $f_c A_g$	OK! S6-06 Art. 8.8.5.5
f_c poutre NEBT	55	MPa	Diamètre armature long	40M	(25M à 50M)	
E_c poutre NEBT	31070	MPa	Diamètre armature long	45	mm	
Recouvrement pile	75	mm	ϕ_h	0.9		S6-06 Art. 8.4.5
$P_{\text{D sism}}$	8703	kN	ϕ_c	0.75		S6-06 Art. 8.4.6
α_1^1	1.25		s min	82.5	mm	S6-06 Art. 8.14.1.2
α_2	0.8		s max	200	mm	S6-06 Art. 4.7.4.2.2
A_s min	N/A	mm ²	A_s min	N/A	mm ²	S6-06 Art. 4.7.4.2.2 (Non-applicable)

- Selon S6-06 Art. 4.7.4.2.2, l'analyse de la pile doit être considérée comme un poteau

Identification de la charge P_D pour un pont à deux travées continues (travée de distance égale)



Charge pour Combination no 5 selon S6-06 - (0.8 PD et 1.25 PD)

ANNEXE IV

Résultats des analyses spectrales multimodales

Spectre de Calcul SAP2000 du CNB 2005 Sol C				
	My (kNm)	Mx (kNm)	Ident.	Sap
R1	5163,68	0,0	Responses sol Cx	
R2	0,0	27418,89	Responses sol Cy	
R1 + 0,3 R2	5163,7	8225,7	Vecteur R1	
0,3R1 + R2	1549,1	27418,9	Vecteur R2	

Spectre de Calcul SAP2000 du CNB 2005 Sol D				
	My (kNm)	Mx (kNm)	Ident. Sap	
R1	7007,81	0,0		Respons sol Dy
R2	0,0	32637,38		Respons sol Dy
R1 + 0,3 R2	7007,8	9791,2		Vecteur R1
0,3R1 + R2	2102,3	32637,4		Vecteur R2

	My [kNm]	Mx [kNm]	Ident. Sap
R1	2581,84	0,0	Respons sol Ax (My)
R2	0,0	19372,58	Respons sol Ay (Mx)
R1 + 0,3 R2	2581,8	5811,8	Vecteur R1
0,3R1 + R2	774,6	19372,6	Vecteur R2

	My [kNm]	Mx [kNm]	Ident. Sap
R1	3319,57	0,0	Respons sol Bx
R2	0,0	22200,41	Respons sol By
R1 + 0,3 R2	3319,6	6660,1	Vecteur R1
0,3 R1 + R2	995,9	22200,4	Vecteur R2

Coefficient R (CSA-S6-06 art. 30a)		Spectre de Calcul SAP2000 du CNB 2005 Sol E		Hauteur application de la force (h)
Long (My)	trans. (Mx)	My (kNm)	Mx (kNm)	
3			Ident. Sap	Long (My) 8
2				trans. (Mx) 9,1

Spectre de Calcul SAP2000 du CNB 2005 Sol E				
	My (kNm)	Mx (kNm)	Ident.	Sap
R1	10696,03	0,0	Respons sol Ex	
R2	0,0	38718,23	Respons sol Ey	
R1 + 0,3 R2	10696,0	11615,5	Vecteur R1	
0,3R1 + R2	3208,8	38718,2	Vecteur R2	

	Sol A		Sol B		Sol C		Sol D		Sol E	
	Ax	Av	Bx	Bv	Cx	Cv	Dx	Dv	Ex	Ev
Vx/Vy	968,19	4257,71	1244,84	4879,21	1936,38	6026,13	2627,93	7173,05	4011,01	8509,50
h	8,0	9,1	8,0	9,1	8,0	9,1	8,0	9,1	8,0	9,1
Mx/My	7745,52	38745,161	9958,72	44400,811	15491,04	54837,783	21023,44	65274,755	32088,08	77436,45
R	3	2	3	2	3	2	3	2	3	2
M ₅₀ /M ₈₇	2581,84	19372,58	3319,57	22200,41	5163,68	27418,89	7007,81	32673,98	10696,03	38718,23

ANNEXE V

Résultats des analyses dynamiques linéaires

Chénouillet - Nord

Peak Moment Vector	Sol A		Sol B		Sol C		Sol D		Sol E	
	Mx	My	Mx	My	Mx	My	Mx	My	Mx	My
1	12439.16	10.83	13642.71	16.43	53242.55	87.41	20050.05	93.89	15094.3	56.94
2	50716.87	115.83	115.41	5472.69	83342.55	87.41	11.41	8566.84	21.33	18034.23
3	8254.16	1212.89	11604.85	478.28	46316.42	2786.82	17202.3	2712.34	21817.17	1765.33
4	4716.12	2131.8	11085.7	489.18	45030.81	3851.89	19849.88	7728.07	33254.35	3284.8
5	2319.24	2354.59	9488.52	1805.3	27859.49	4287.11	5951.75	4897.91	1403.118	6504.35
6	41.29	1297.73	6394.4	2698.65	26520.88	4674.77	9411.53	4744.84	8351.95	12217.21
7			5230.88	1318.76	28625.53	4831.84	5038.22	8708.48	21573.65	2260.24
8			5432.01	5161.53	26512.39	4893.75	15493.45	2089.88	7186.75	12946.35
9			3674.48	4676.75	14883.07	7645.88			18953.2	5681
10			3638.28	8712.62	13951.67	7425.49				
11					37080.43	3253.83				
12					36544.92	4161.48				
Max.	12439.16	10.83	13642.71	16.43	53242.55	87.41	20050.05	93.89	15094.3	56.94
VTB	12439		13642		53243		20050		15094	
% erreur M	85.8%		62.9%		-49.4%		63.1%		142.8%	
p% acier	0.12		0.22		2.12		0.41		1.25	
% erreur acier	81.8%		148.8%		-62.9%		145.2%		12.8%	

Saint-Andrée

Peak Moment Vector	Sol A		Sol B		Sol C		Sol D		Sol E	
	Mx	My	Mx	My	Mx	My	Mx	My	Mx	My
1	37434.03	15.4	13898.98	68.49	50356.04	55.55	35798.55	47.49	50937.1	86.71
2	36.94	4264.48	9.33	5382.97	4.81	3478.83	50.81	11006.11	137.94	17236.38
3	31838.48	1258.94	31748.08	451.08	53108.08	340.34	47582.18	1535.25	28998.72	791.33
4	10910.14	2131.08	36416.65	1670.62	35616.13	540.33	42582.77	1899.1	21449.15	2114.89
5	82550.71	2382.45	21134.17	1348.68	41917.87	3591.89	56875.28	5072.7	17801.84	4393.91
6	11081.06	2704.27	21625.15	2893.61	25625.11	3898.82	38946.56	4339.67	8712.5	12980.89
7	19713.72	1356.71	12452.11	3104.01	23997.67	4416.29	20885.28	5099.14	6302.82	14541.21
8	29876	821.49	12828.17	8750.98	11318.86	3178.98	15825.91	3839.11	5397.89	6438.05
9			21472.64	2105.63	14697.48	5768.72	21188.9	4647.08	9788.99	14440.63
10			34899.81	1194.43	15456.78	3156.31	23768.38	3647.21	11191.88	8347.72
11					42417.42	1748.6	38485.6	2680.3	23678.99	2933.02
12							41980.82	1147.11		
Max.	37434.03	15.4	13898.98	68.49	50356.04	55.55	35798.55	47.49	137.94	17236.38
VTB	37434		13899		50356		35798		13794	
% erreur M	-48.2%		-48.3%		-48.5%		-41.4%		125.8%	
p% acier	1.27		1.56		1.9		2.25		1.38	
% erreur acier	-68.5%		-66.8%		-57.9%		-52.8%		2.2%	

Les Eboulements

Peak Moment Vector	Sol A		Sol B		Sol C		Sol D		Sol E	
	Mx	My	Mx	My	Mx	My	Mx	My	Mx	My
1	146.44	4872.12	168.49	-6175.45	805.49	9394.77	158.49	10450.56	83.18	5006.9
2	58545.95	20.63	3470.65	-11.48	34858.58	182.35	38518.23	70.68	4054.4	1794.81
3	11703.18	2189.13	15051.97	2753.41	50193.02	4651.93	18782.6	4646.54	39463.75	9190.61
4	2811.51	1791.68	8613.19	4677.01	10085.51	4853.1	18735.88	4779.77	22311.99	18036.23
5	16959.87	303.75	8550.92	4943.19	17887.55	8859.4	17679.15	4888.85	20142.74	16484.86
6	16981.26	26.14	20174.69	0.7	28849.81	1321.26	19776.48	8150.54	24538.63	17150.94
7			20289.69	128.98	23197.79	1603.15	18844.14	8051.16	47503.15	9007.3
8							9788.41	8834.84		
9							24354.81	1627.69		
Max.	16545.95	10.67	23178.95	11.48	34858.58	182.35	28518.23	76.88	82.18	5006.9
VTB	16546		23171		34859		28518		82581	
% erreur M	-0.8%		-4.1%		-21.2%		14.7%		92.0%	
p% acier	6.41		6.58		1.14		0.84		2.03	
% erreur acier	-2.4%		-8.6%		-29.3%		27.1%		-26.9%	

Nahanni

	Sol A		Sol B		Sol C		Sol D		Sol E	
Peak Moment Vector	Mx	My	Mx	My	Mx	My	Mx	My	Mx	My
1	25805.73	4.30	44.44	5115.93	44909.70	36.25	40.83	11706.66	46547.4	137.86
2	17.88	1587.68	38999.34	-43.03	14.40	8180.35	52572.05	2.3	608.55	15044.19
3	19883.84	181.60	20730.21	1668.98	17064.06	910.12	39545.36	983.69	39269.22	4340.46
4	20368.42	884.27	16738.48	2930.42	9226.51	-4076.06	29103.62	2381.98	22672.09	7360.29
5	11524.87	1773.33	15649.58	2362.26	5231.55	6635.84	18786.38	4119.37	5713.64	12117.52
6	4274.91	2940.00	33040.20	1743.53	19407.71	3721.85	17047.22	4296.26	17958.44	13027.27
7	-5843.20	2581.80			34390.4	2101.26	20451.54	5767.81	31881.53	7510.2
8	7507.50	1852.19			34836.79	381.51	22663.24	4722.12		
9	9213.4	1581.12					23621.61	4670.62		
10	9911.8	1547					36987.0	2058.82		
11	13634.6	930.49					40701.39	2838.63		
12	16311.0	988.18					42372.87	844.43		
13	20156.11	-533.7								
14	21976.83	168.46								
Max.	25805.73	4.30	38999.34	43.03	44909.70	36.25	52572.05	2.3	46547.4	137.86
VTB	25866		38999		44970		52572		46548	
% error M	-25.0%		-43.6%		-38.9%		-37.8%		-16.5%	
p% actier	-0.71		1.34		1.67		2.12		1.07	
% error actier	-43.7%		-69.4%		-52.1%		-49.5%		-15.6%	

Ottawa

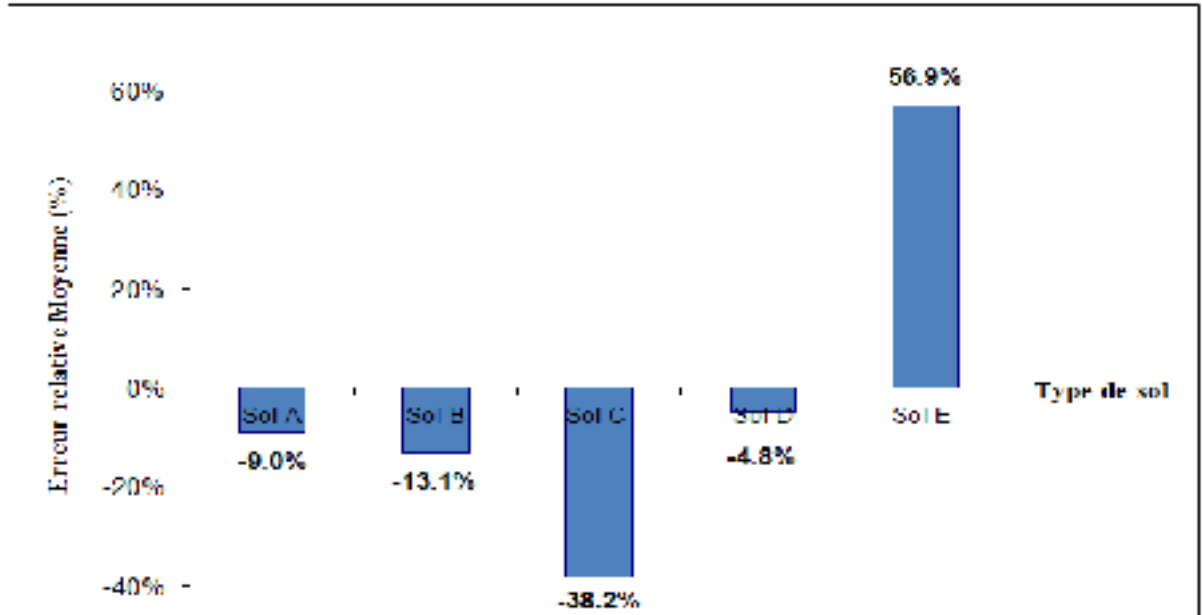
	Sol A		Sol B		Sol C		Sol D		Sol E	
Peak Moment Vector	Mx	My	Mx	My	Mx	My	Mx	My	Mx	My
1	66.76	4496.14	146.87	5801.01	357.91	7270.11	614.44	12053.6	72.7	20791.48
2	26572.81	37.29	33083.22	81.99	43683.5	87.1	42214.06	295.17	63568.78	260.21
3	20097.82	1694.1	26909.5	174.53	17141.51	2350.09	38272.7	5923.44	48978.87	251.7
4	21289.82	1845.74	27392.01	1849.09	21443.60	4070.47	20594.18	10325.92	44456.55	4829.08
5	12028.58	3143.4	26023	2458.46	15237.02	5278.72	27085.12	1833.5	26289.9	9305.96
6	13803	2832.35	15366.17	3176.73	19871.47	5469.07	35136.63	1240.93	15542.15	15986.93
7	17324.23	1957.84	19024.39	4258.18	35217.46	3150.09			30823.03	12494.23
8	22358.68	1642.69	12459.65	4437.7					54368.64	7304.29
9			16041.8	3983.98						
10			21571.86	3270.64						
11			28247.08	2323.41						
Max.	26572.81	37.29	33083.22	81.99	43683.5	87.1	42214.06	295.17	63568.78	260.21
VTB	26873		33083		43684		42215		63569	
% error M	-27.0%		-32.8%		-37.1%		-21.5%		-38.8%	
p% actier	-0.74		1.07		1.56		1.54		2.79	
% error actier	-45.9%		-50.5%		-48.7%		-38.5%		-49.5%	

	Sol A		Sol B		Sol C		Sol D		Sol E	
Vector Moment maximum	Mx (KNm)	My (KNm)	Mx (KNm)	My (KNm)	Mx (KNm)	My (KNm)	Mx (KNm)	My (KNm)	Mx (KNm)	My (KNm)
R1	5811.8	2581.8	6660.1	3319.0	8229.7	5163.7	9791.2	7007.8	11615.5	10690.0
R2	19372.6	774.6	22200.4	995.9	27418.9	1549.1	32637.4	2102.3	38718.2	3208.8
Rmax	19372.6	774.6	22200.4	995.9	27418.9	1549.1	32637.4	2102.3	38718.2	3208.8
R10%	19888		22323		27461		32705		38851	
p10%	0.30		0.53		0.60		1.07		1.41	

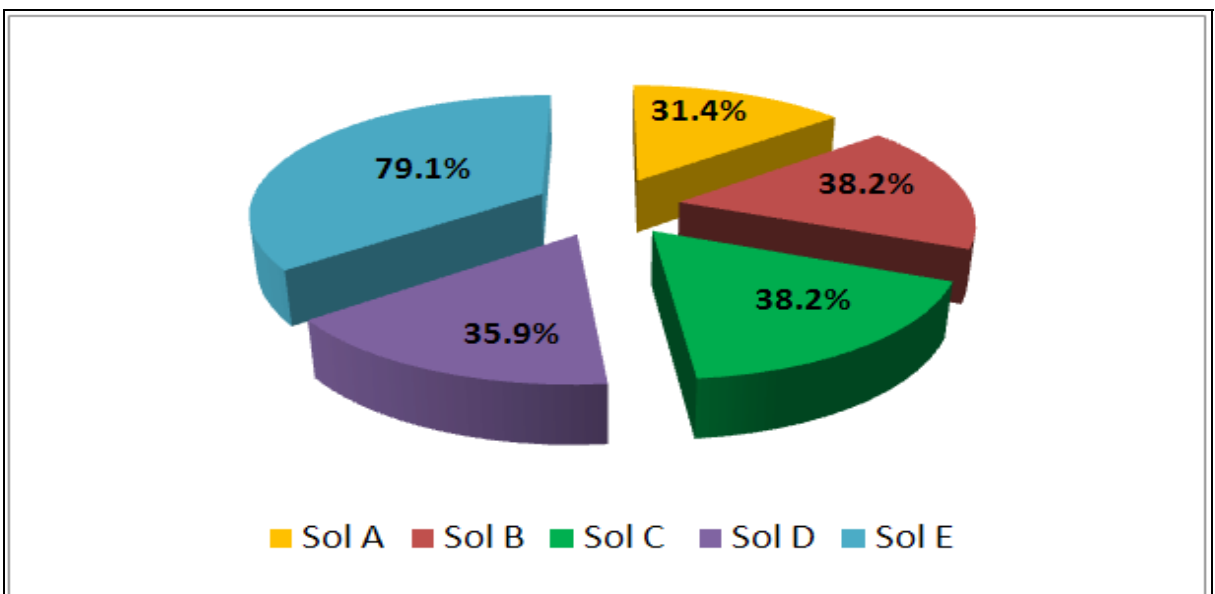
ANNEXE VI

Identification des erreurs relatives et absolues

Moment fléchissant

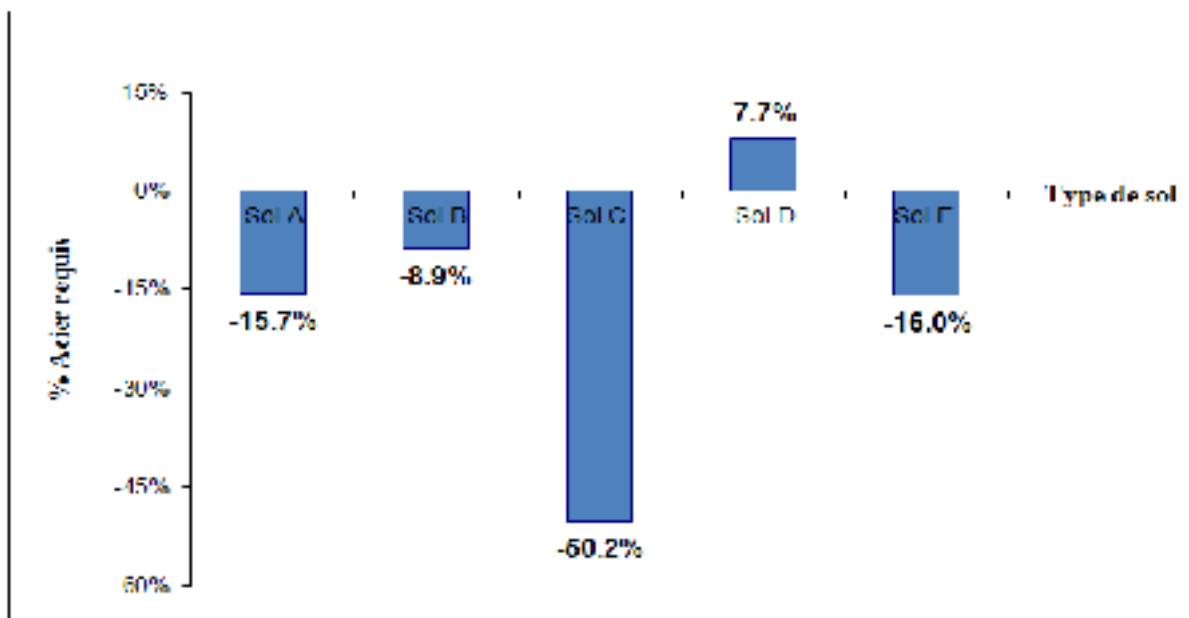


Distribution de l'erreur relative moyenne de la réponse sismique maximale

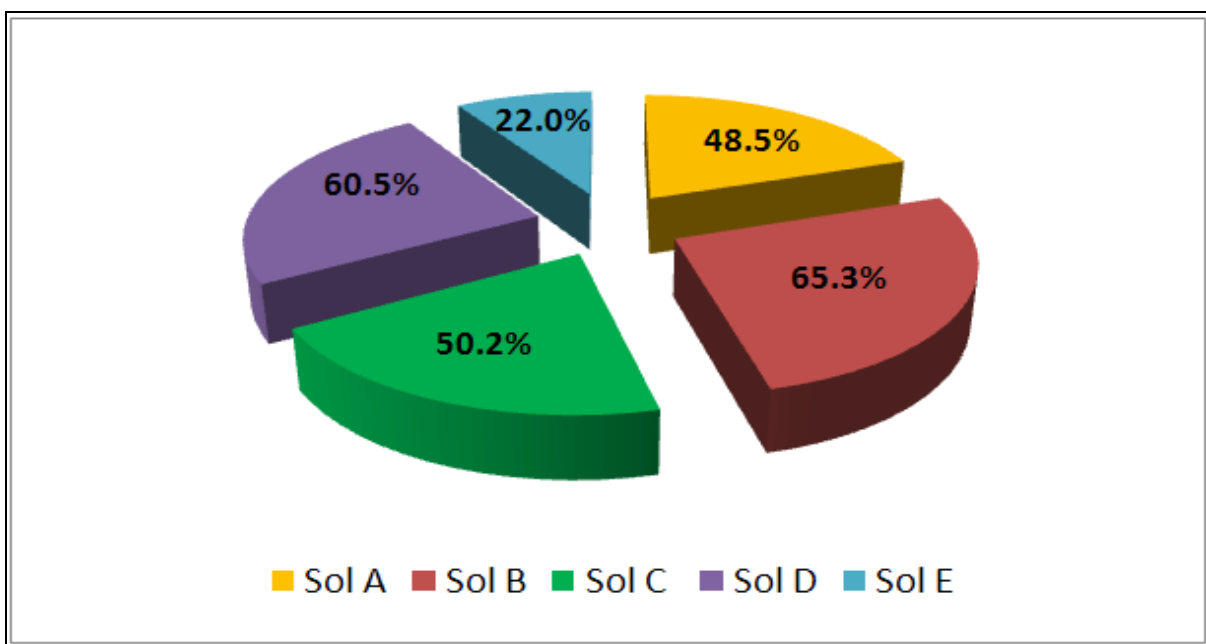


Distribution de l'erreur absolue moyenne de la réponse sismique maximale

Taux d'armature



Distribution de l'erreur relative moyenne du taux d'armature requis

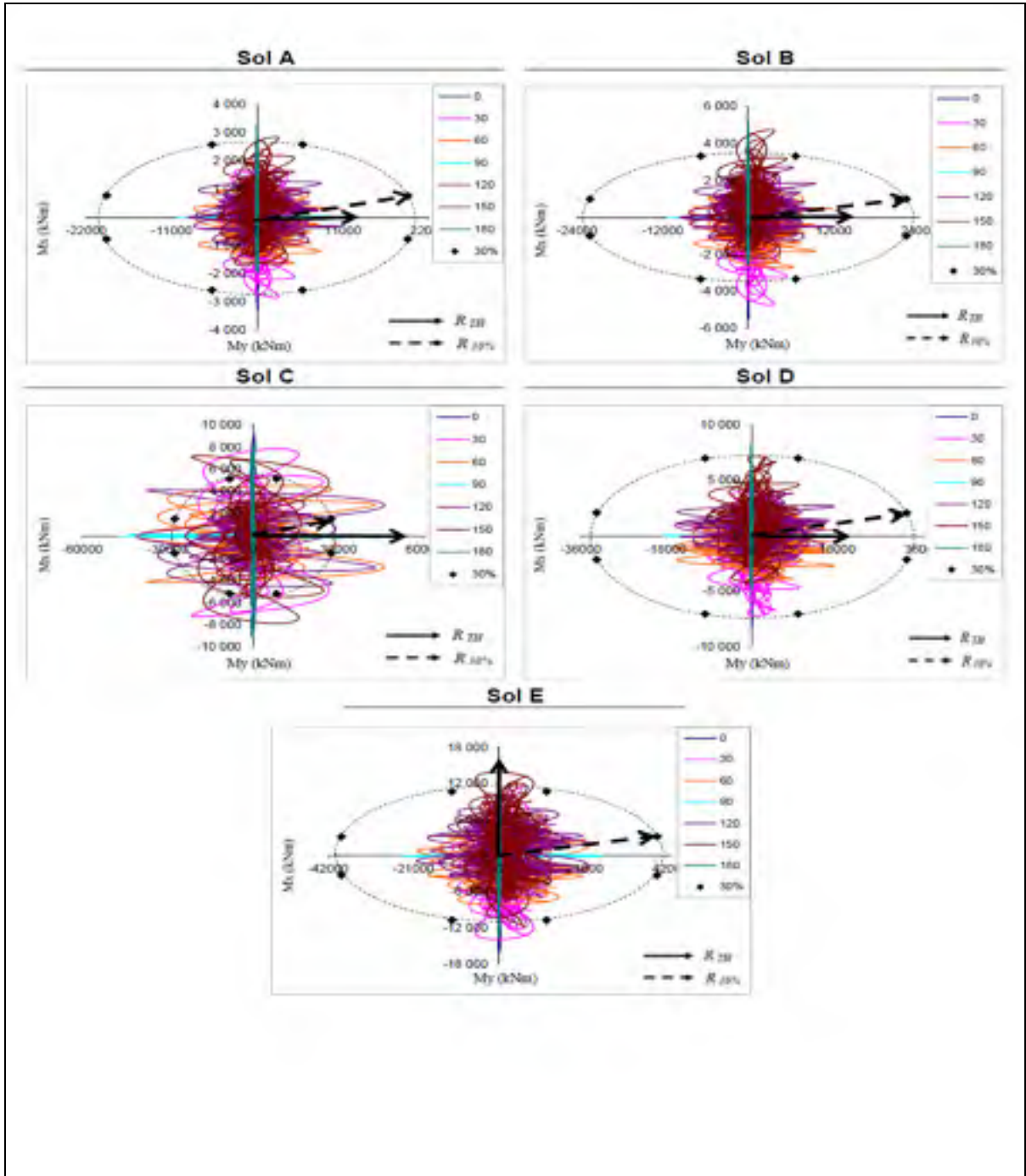


Distribution de l'erreur absolue moyenne du taux d'armature requis

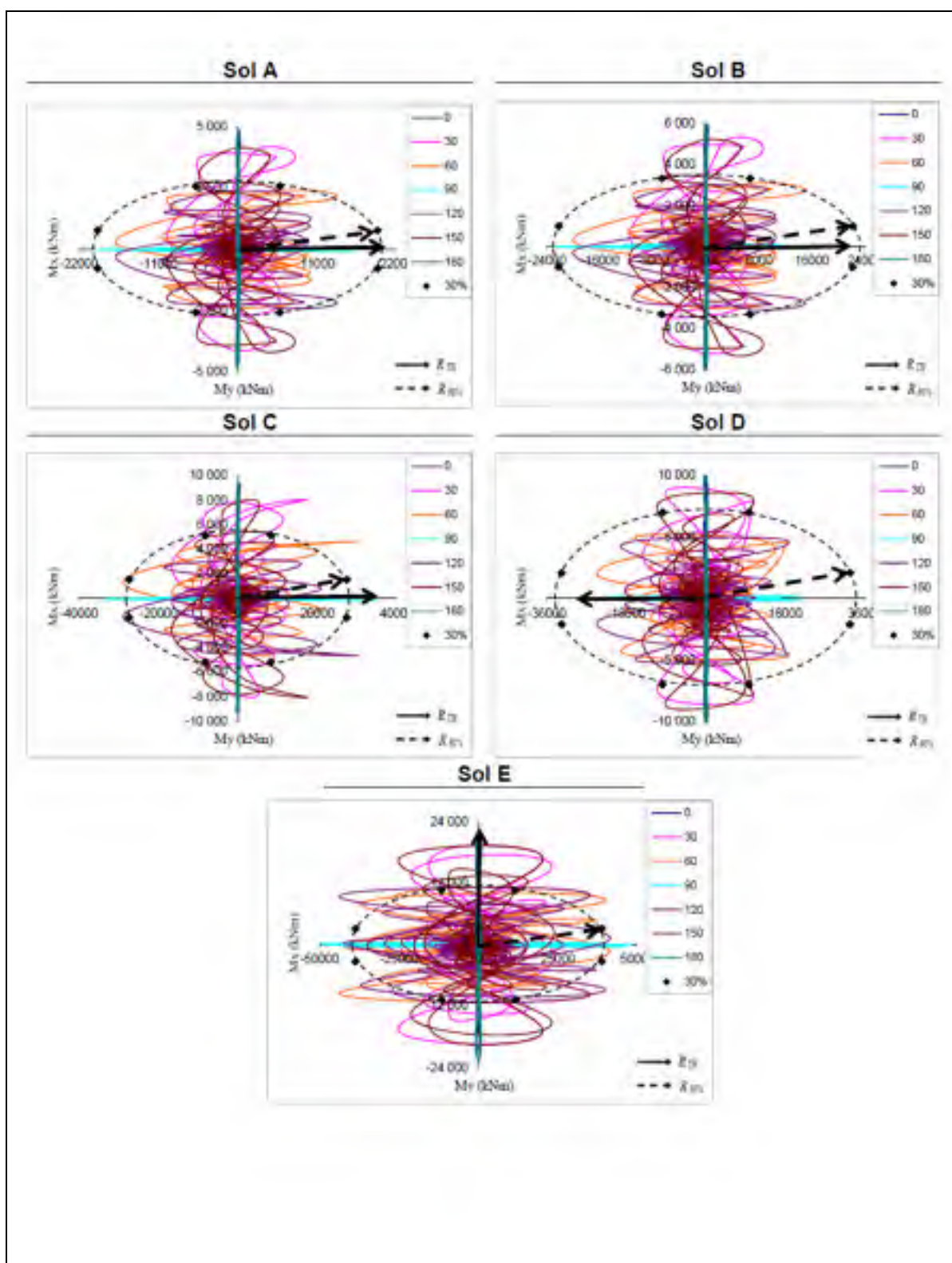
ANNEXE VII

Résultats graphiques des analyses dynamiques linéaires et spectrales

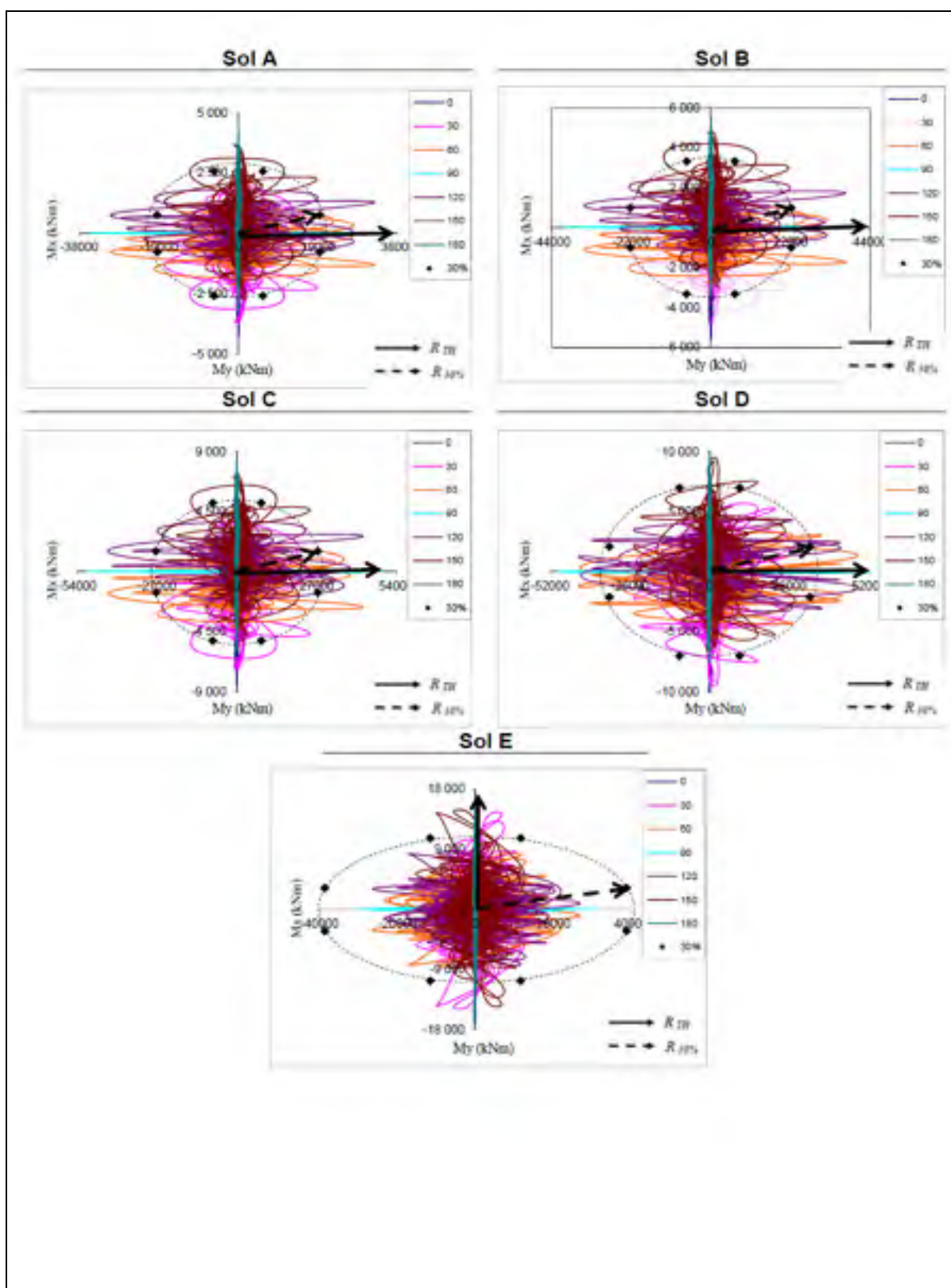
Séisme : Saguenay - Chicoutimi nord



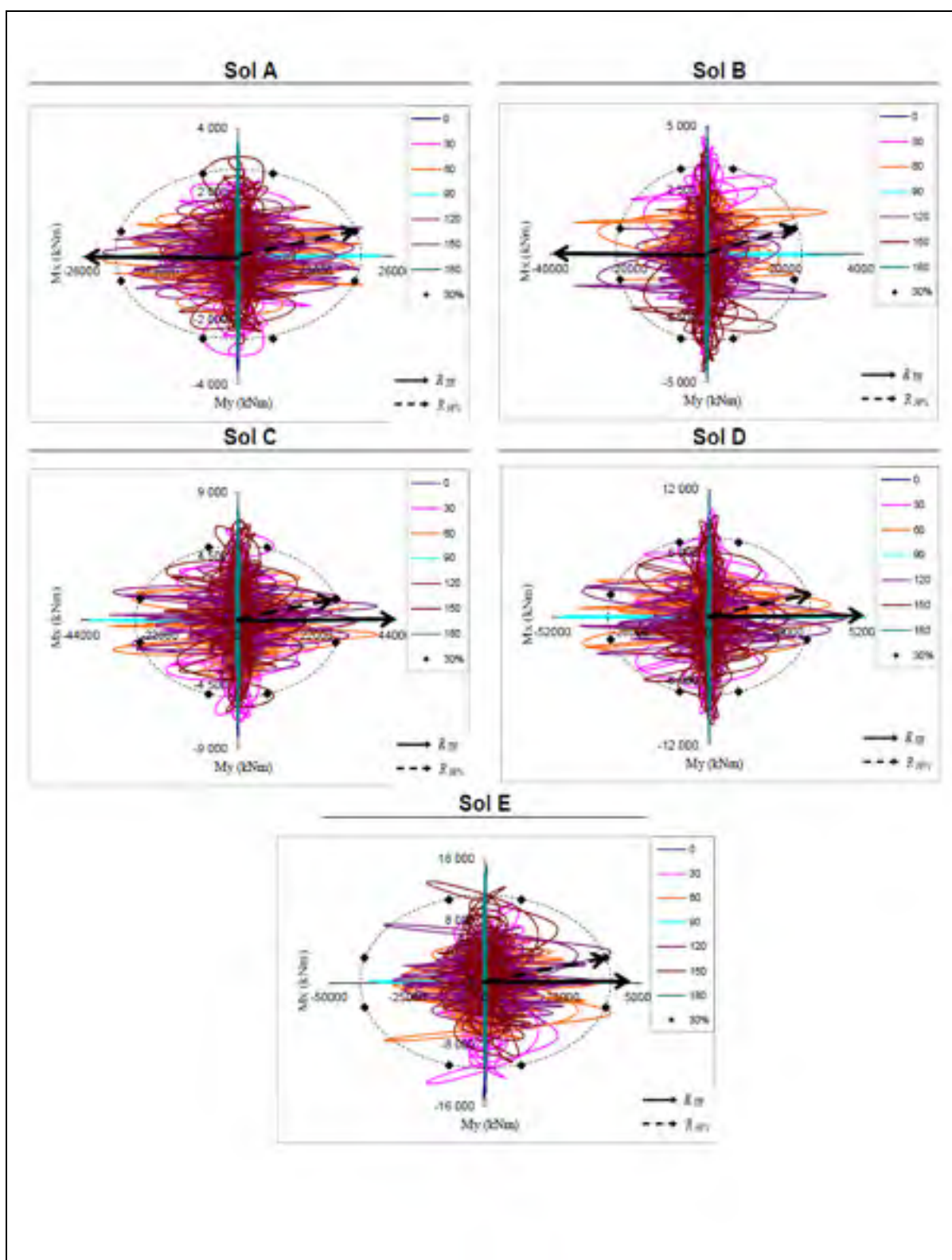
Séisme : Saguenay - Les Éboulement



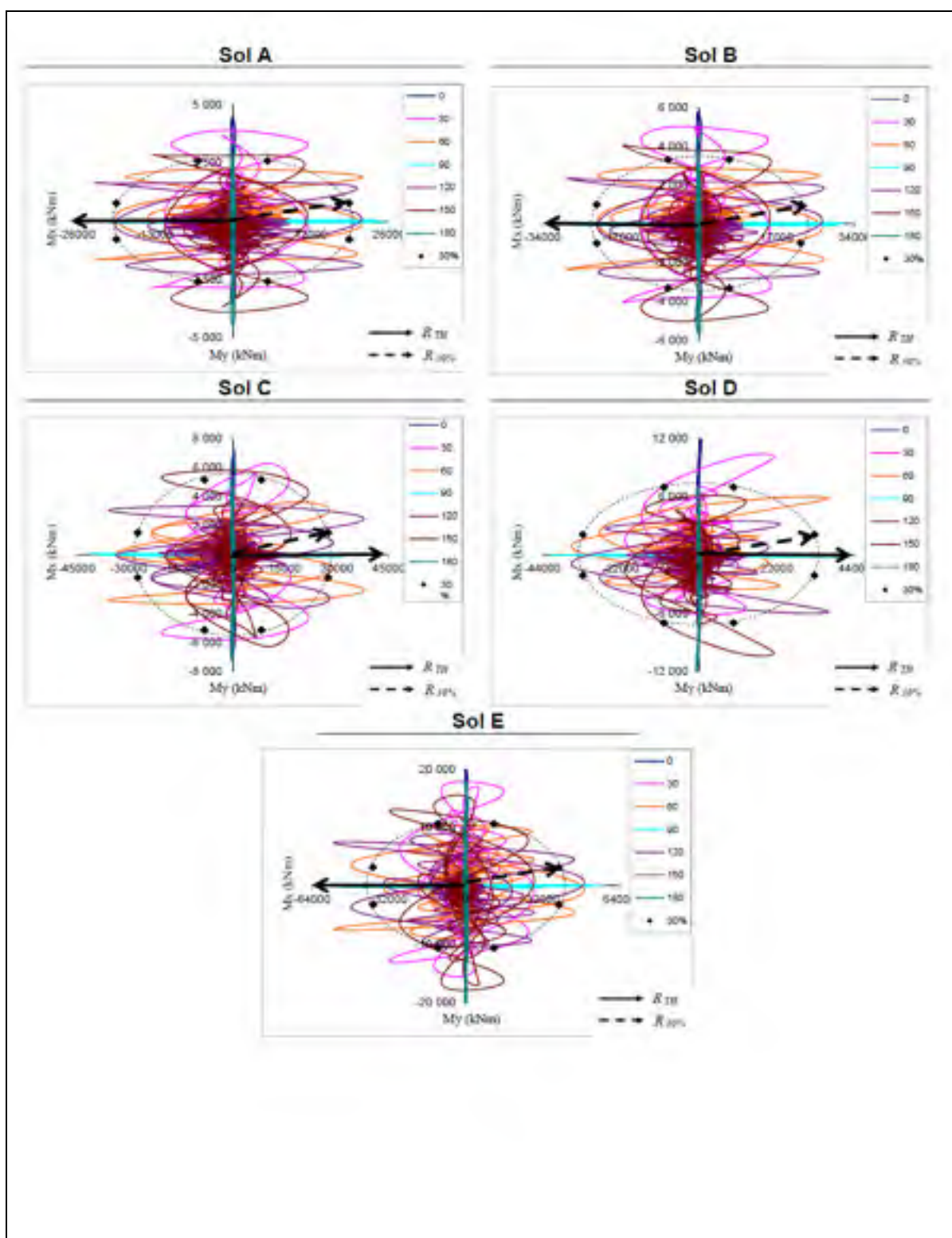
Séisme : Saguenay – Saint-André



Séisme : Nahanni – Bettlement Creek site 3



Séisme : Ottawa – Val-des-Bois Qc



LISTE DE RÉFÉRENCES

- Adams, J. 1987. « Seismicity and Seismotectonics of Southeastern Canada ». Geological Survey of Canada. public 49587, p. 40-53.
- Adams, J., et P. Basham. 1989. « Seismicity and seismotectonics of Canada east of the Cordillera ». vol. 16, p. 3-16.
- Adams, J., et Stephen Halchuk. 2003. *Fourth generation seismic hazard maps of Canada: Values for over 650 Canadian localities intended for the 2005 National Building Code of Canada*. Open File 4459. Geological Survey of Canada, 30 p.
- Aki, Keiiti. 1988. « Local site effects on strong ground motion ». In *Earthquake engineering and soil dynamics II : Recent advances in ground motion evaluation*, p. 595. New York: American Society of Civil Engineers.
- Association canadienne de normalisation. 2006. *Code canadien sur le calcul des ponts routier, CAN/CSA – S6-06*. Mississauga, Ontario: Association canadienne de normalisation, 855 p.
- Athanasopoulos, G.A. , Zervas C.S. 1993. « Effects of ridge-like surface topography on seismic site response ». In *Soil Dynamics and Earthquake Engineering VI*, p. 3-18. Southampton Boston: Computational Mechanics Publications.
- Atkinson, Gail M. 1993. « Notes on ground motion parameters for eastern North America: duration and H/V ratio. ». Bulletin of the Seismological Society of America, vol. 83, p. 587-596.
- Carbal.o Arevalo, Jorge Eduardo. 2000. « Probabilistic seismic demand analysis: Spectrum matching and design ». Ph.D., United States - California, Stanford University.
- Code national du bâtiment. 2005. *Code National du Batiment du Canada*. Ottawa, Ontario: Conseil National de Recherche du Canada, 1235 p.
- Computers and Structures. 2010. SAP2000 14 CSI Advanced. Version 14.2.4. Logiciel. CSI.
- Crow, H., Hunter, J.A, Motazedian, D. 2011. « Monofrequency in situ damping measurements in Ottawa area soft soils ». Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 31, p. 1669 - 1677.

- Galy, Bertrand. 2009. « Effets de la catégorisation sismique des sites sur l'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts de la ville de Québec ». Mémoire de maîtrise en génie de la construction. Montréal. École de technologie supérieure. 231 p.
- Harichane, Z., Afra, H., Elachachi, S.M. 2005. « An identification procedure of soil profile characteristics from two free field accelerometer records ». *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 25, p. 431 – 438.
- Heidebrecht A.C. (2003). Overview of seismic provisions of the proposed 2005 edition of the National Building Code of Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 30, p. 241–254.
- Horner, R.B. , Lamontagne, M. , Wetmiller, R.J. . 1987. « Les tremblements de terre survenus en 1985 dans la région de la Nahanni. ». *GEOS*, vol. 16, n° 2 (Printemps).
- Khaled A., Tremblay R., and Massicotte B. (2006). Assessing the adequacy of the 30% combination rule in estimating the critical response of bridge piers under multi directional earthquake components. *Proc. 7th International Conference on Short & Medium Span Bridges*, Montreal, QC, Paper SD-014.
- Khaled, A., Tremblay, R., and Massicotte, B. 2007. « Comportement des piles rectangulaires de ponts sous l'effet des mouvements sismiques multidirectionnels ». 14^e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art. (Université Laval, mai 2007). 10 p.
- Khaled, A., Tremblay, R., and Massicotte, B. 2011. “Effectiveness of the 30%-rule at predicting the elastic seismic demand on bridge columns subjected to bi-directional earthquake motions”. *Elsevier Engineering Structures*, Vol. 33, Issue 8, pp. 2357-2370.
- Khaled, Amar. 2010. « Comportement des piles de ponts sous l'effet multidirectionnel des mouvements sismiques ». Thèse de doctorat en génie civil. Montréal. École Polytechnique de Montréal. 283 p.
- Koboevic, S. 2009. *Génie parasismique, Notes de cours*. École Polytechnique de Montréal.
- Lam, N., J. Wilson et G. Hutchinson. 1996. « Building ductility demand : interplate versus intraplate earthquakes ». *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. vol. 25, n° 9, p. 965-985.
- Lamontagne, M and *al.* 2008. « Significant Canadian Earthquakes of the Period 1600–2006 » *Seismological Research Letter*, 79 vol 2, p. 211 – 223

- Horner, R B; Lamontagne, M; Wetmiller, R J; Geos. 1987. "Rock and Roll" dans les Territoires du Nord-Ouest : les tremblements de terre survenus en 1985 dans la région de la Nahanni ». Commission géologique du Canada, vol. 16, no. 2, 1987, p. 1-4.
- Leger, P., A. K. Tayebi et P. Paultre. 1993. « Spectrum-compatible accelerograms for inelastic seismic analysis of short-period structures located in eastern Canada ». Canadian Journal of Civil Engineering, vol. 20, p. 951-968.
- Leger, P., et M. Leclerc. 1996. « Evaluation of earthquake ground motions to predict cracking response of gravity dams ». Engineering Structures, vol. 18, n° 3, p. 227-239.
- Lopez O.A., and Torres R. (1996a). Discussion of "A clarification of orthogonal effects in at hree-dimensional seismic analysis" by E. L. Wilson, I. Suharwardy, and A.Habibullah, Earthquake Spectra, Vol. 12, No. 2, p. 357-361.
- Lopez O.A., and Torres R. (1996b). Determination of maximum structural response to two horizontal ground motion components applied along any arbitrary directions for application to building codes, 11th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 619.
- Lopez, O.A., and Torres, R. 1997. The critical angle of seismic incidence and the maximum structural response. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 26, p. 881-894.
- Lopez, O.A., Chopra, A. K., and Hernandez, J. J. 2000. Critical response of structures to multicomponent earthquake excitation. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 29, p. 1759-1778.
- Lopez, O.A., Chopra, A. K., and Hernandez, J. J. 2001. Evaluation of combination rules for maximum response calculation in multicomponent seismic analysis. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 30, p. 1379-1398.
- Lopez, O.A., Hernandez, J.J., Bonilla R., and Fernandez, A. 2006. Response spectra for multicomponent structural analysis. Earthquake Spectra, 22 (1), p. 85-113.
- Menu, C., and Der Kiureghian, A. 1998. A replacement for the 30%, 40%, and SRSS rules for multicomponent seismic analysis. Earthquake Spectra, 14, p. 153-163.
- Mitchell, Denis, Rene Tinawi et Tim Law. 1990. « Damage caused by the November 25, 1988, Saguenay earthquake ». Canadian Journal of Civil Engineering, vol. 17, n° 3, p. 338-365.
- Ministère des transports du Québec. 2005. « Manuel d'évaluation de la capacité portante des structures ». Édition décembre 2005. Guides et manuels. Publications du Québec. 184 p.

- Ministère des transports du Québec. 2012. « Manuel d'inspection des structures ». Édition janvier 2012. Guides et manuels. Publications du Québec. 550 p.
- Ministère des transports du Québec. 2009. « Manuel de conception des structures ». Édition octobre 2009. Guides et manuels. Publications du Québec. 364 p.
- Ministère des transports du Québec. 2012. « Tome III – Ouvrages Routiers ». Édition janvier 2012. Normes. Publications du Québec. 162 p.
- Ordonez, G. A. 2004. *SHAKE2000, A computer program for the 1-D analysis of geotechnical earthquake engineering problems, User's Manual*. 366 p.
- Ordonez, G. A. 2005. *Shake 2000*, version. 2.00. Logiciel. University of California
- Paultre, Patrick, Guy Lefebvre, Jean-Philippe Devic et Gaetan Cote. 1993. « Statistical analysis of damages to buildings in the 1988 Saguenay earthquake ». Canadian Journal of Civil Engineering, vol. 20, n° 6, p. 988-998.
- PCA. (1984). Note on ACI 318-83: Building code requirements for reinforced concrete. Portland Cement Association; Ed. Gerald B. Neville; Skokie, IL.
- Pecker, Alain. 1984. *Dynamique des sols*. Coll. « Collection geotechnique ». Paris: Presses de l'Ecole nationale des ponts et chaussees, 259 p.
- Penzien, J., and Watabe, M. 1975. Characteristics of 3-dimensional earthquake ground motions. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 3, p. 365-373.
- Ressources Naturelles Canada,. *Séisme Canada*. En ligne.
<http://www.seismescanada.rncan.gc.ca/index-fra.php>, Consulté en février 2010 et en juin 2011.
- Rosenblueth, E., and Contreras, H. 1977. Approximate design for multicomponent earthquakes. Journal of Engineering Mechanics Division., ASCE, EM5 , 103, p. 895-911.
- <http://fr.scribd.com/doc/31364273/Liquefaction-Des-Sols>, Consulté en mai 2013.
- Seed, H. Bolton, Celso Ugas et John Lysmer. 1976. « Site-dependent spectra for earthquake resistant design ». Bulletin of the Seismological Society of America, vol. 66, n° 1 (February 1, 1976), p. 221-243.
- Smerby, W., and Der Kiureghian, A. 1985. Modal combination rules for multicomponent earthquake excitation. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 13, p. 1-12.
- Seismological Society of America, vol. 66, n° 1 (February 1, 1976), p. 221-243.

Structure Point. 2012. sp column. Version 4.81. Logiciel. Structure Point.

Tremblay, L., Richard, guy. 2010. « La gestion des risques au ministère des transports ». 3-1 – p. 3-13.

Tso, W. K. , Zhu, T. J. 1990. « Implications of the 1988 Saguenay earthquake on Canadian seismic strength specification ». Canadian Journal of Civil Engineering, vol. 18, 130-139.

Vucetic, M., and Dobry R., 1991. « Effect of soil plasticity on cyclic response ». Journal of Geotechnical Engineering. 117: p. 89-107.